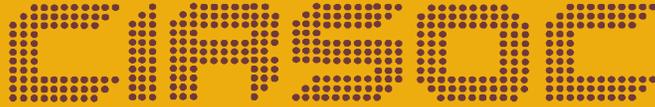
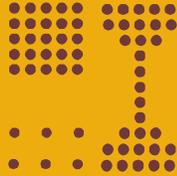




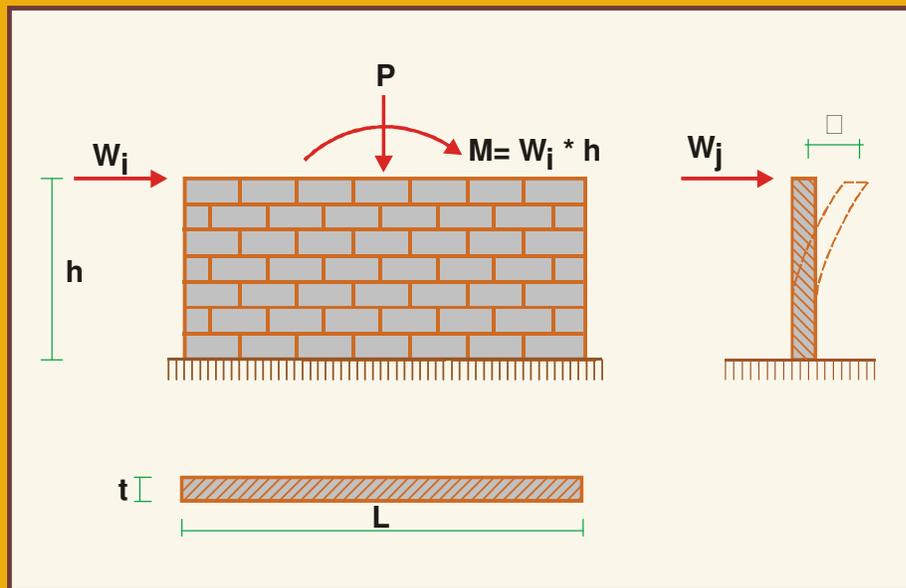
INTI
Instituto Nacional
de Tecnología Industrial

EJEMPLOS NUMÉRICOS DE EDIFICIOS ESTRUCTURADOS CON MUROS DE MAMPOSTERÍA

Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas



Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI



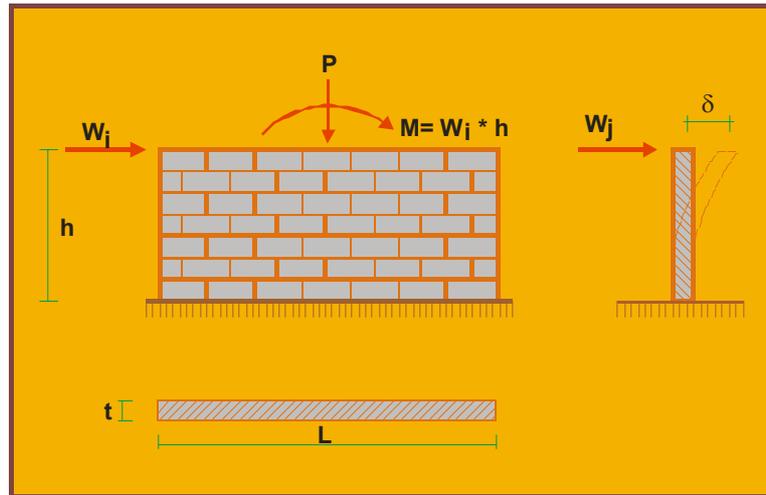
EJEMPLOS NUMÉRICOS DE EDIFICIOS ESTRUCTURADOS CON MUROS DE MAMPOSTERÍA

SEGÚN LOS PROYECTOS DE
REGLAMENTOS CIRSOC 501 y 501-E

NOVIEMBRE 2006

Proyecto en
Discusión Pública

EJEMPLOS NUMÉRICOS DE EDIFICIOS ESTRUCTURADOS CON MUROS DE MAMPOSTERÍA



SEGÚN LOS PROYECTOS
DE REGLAMENTOS ARGENTINOS
PARA CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERÍA
CIRSOC 501 y CIRSOC 501-S

Autor: Ing. Jorge Alejandro Amado

Agradecimiento:

El autor desea agradecer profundamente:

A la Inga. Silvana Bustos por la inmensa colaboración tanto en la elección de los ejemplos como en el cálculo y diseño de los mismos.

Al señor Oscar Santos Escudero por la paciente e incondicional colaboración demostrada por la compaginación y edición del presente documento.

Noviembre de 2006



**Balcarce 186 1° piso - Of. 138
(C1064AAD) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX. (54 11) 4349-8520 / 4349-8524**

**E-mail: cirsoc@inti.gov.ar
cirsoc@mecon.gov.ar**

INTERNET: www.inti.gov.ar/cirsoc

Primer Director Técnico († 1980): Ing. Luis María Machado

Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani

© 2006

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4313-3013**

**Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados.
Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en
la Argentina.
Printed in Argentina.**

ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Obras Públicas de la Nación
Subsecretaría de Vivienda de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Economía, Obras y Servicios Públicos de la Provincia del Neuquén
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Techint
Acindar
Instituto Argentino de Normalización

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Telefónica de Argentina
Transportadora Gas del Sur
Sociedad Central de Arquitectos
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Quasdam Ingeniería

ÍNDICE

EJEMPLO 1: FÁBRICA PARA PROCESADO DE FRUTAS	1
1. ANÁLISIS DE CARGAS GRAVITATORIAS	1
2. ANÁLISIS DE VIENTO	5
3. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES METÁLICOS (Correas K1)	6
4. DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA	7
4.1. CARGA GRAVITATORIA EN MUROS	8
4.2. VERIFICACIÓN DEL MURO SIMPLE (SIN ARMADURA DE REFUERZO)	8
4.2.1. Caso A): Muro simplemente apoyado en los dos bordes horizontales (vigas)	8
4.2.1.1. Diseño por resistencia de la mampostería	12
4.2.1.2. Resistencia requerida	12
4.2.1.3. Factores de Reducción de Resistencia	12
4.2.1.4. Determinación de las cargas de diseño (mayoradas)	13
4.2.1.5. Mampostería reforzada con armadura distribuida	14
4.2.1.6. Cálculo de momentos y deformaciones	15
4.2.1.7. Control de las deformaciones	17
4.2.1.8. Vigas y columnas	18
4.2.1.8.1. Viga superior (VE - adoptada)	19
4.2.1.8.2. Columnas intermedias (C1) - ($h_c = 5,30$ m)	21
4.2.1.9. Muros laterales	22
4.2.1.9.1. Carga gravitatoria en muros	22
4.2.1.9.2. Diseño por resistencia de la mampostería	23

4.2.1.9.3. Resistencia requerida	24
4.2.1.9.4. Factores de reducción de resistencia	24
4.2.1.9.5. Cálculo de momentos y deformaciones	26
4.2.1.9.6. Control de las deformaciones	27
4.2.1.10. Viga superior	28
4.2.1.10.1. Viga superior de muro lateral (VE)	29
4.2.1.11. Columnas intermedias (C1) - ($h_c = 5,30\text{ m}$)	31
4.2.1.12. Dinteles de ventanas (VD)	33
4.2.1.13. Bases de Columnas "B1" (Hormigón: H-17; Acero: ADN 420)	33
4.2.1.14. Cimiento corrido de hormigón ciclópeo bajo muros (Hormigón: H-8)	34
4.2.2. Caso B): Muro simplemente apoyado en los dos bordes verticales (columnas)	35
4.2.2.1. Diseño por resistencia de la mampostería	39
4.2.2.2. Resistencia requerida	39
4.2.2.3. Factores de reducción de resistencia	39
4.2.2.4. Determinación de las cargas de diseño (mayoradas)	40
4.2.2.5. Mampostería reforzada con armadura distribuida	41
4.2.2.6. Cálculo de momentos y deformaciones	42
4.2.2.7. Control de las deformaciones	44
4.2.2.8. Columnas intermedias (C1) - ($h_{C1} = 5,30\text{m}$)	45
4.2.2.9. Muros laterales	47
4.2.2.9.1. Cargas gravitatorias en muros	47
4.2.2.9.2. Diseño por resistencia de la mampostería	48

4.2.2.9.3. Resistencia requerida	49
4.2.2.9.4. Factores de reducción de resistencia	49
4.2.2.9.5. Cálculo de momentos y deformaciones	51
4.2.2.9.6. Control de las deformaciones	53
4.2.2.10. Muros transversales (apoyos de borde verticales)	54
4.2.2.10.1. Muro transversal - (M2)	54
4.2.2.10.1.1. Cálculo de momentos y deformaciones	56
4.2.2.10.2. Columna (C2) del borde interior, del muro transversal M2	57
4.2.2.10.3. Fundaciones	58
EJEMPLO 2: EDIFICIO PARA APART HOTEL	60
1. ANÁLISIS DE VIENTO	60
2. DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA	67
2.1. MURO PERIMETRAL ESTE (P. B.)	68
2.1.1. Carga gravitatoria en los muros de los distintos pisos	68
2.1.1.1. Diseño por resistencia	71
2.1.1.2. Resistencia requerida	72
2.1.1.3. Factores de reducción de resistencia	72
2.1.1.4. Determinación de las cargas de diseño (mayoradas)	73
2.1.1.5. Cálculo de momentos y deformaciones	75
2.1.1.6. Control de las deformaciones	79
2.1.1.7. Vigas y columnas	81

2.1.1.7.1. Vigas de mojinetes	81
2.2. MURO INTERIOR	82
2.2.1. Carga gravitatoria en muro interior	82
2.2.2. Diseño de la mampostería reforzada con armadura distribuida (Caso A)	86
2.2.2.1. Resistencia requerida.	86
2.2.2.2. Factores de reducción de resistencia	86
2.2.2.3. Diseño de muros armados	87
2.2.3. Cambio del espesor del muro (Caso B)	88
2.2.3.1. Cálculo de momentos y deformaciones.	90
2.2.3.2. Control de las deformaciones	92
2.2.4. Vigas y columnas del muro interior	93
2.2.4.1. Vigas de muros interiores. [9.1.5.4.2]	93
2.2.4.2. Columnas Intermedias "C1", en muros interiores - (Hc = 4,00 m.)	93
9.1.5.4. Diseño de vigas y columnas	94
EJEMPLO 3: EDIFICIO PARA VIVIENDAS	98
1. ANÁLISIS DE VIENTO	98
2. DISEÑO EMPÍRICO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA	103
2.1. MUROS RESISTENTES A CARGAS LATERALES	104
2.1.1. Longitud mínima de muros	104
2.1.2. Ubicación de los muros	104
2.1.3. Dimensiones de los diafragmas	104

2.1.4. Soportes laterales	105
2.1.5. Combinaciones de cargas	105
2.1.6. Cálculos	105
2.1.6.1. Cálculo de las tensiones	107
2.1.7. Intersección de muros	108
2.1.8. Encadenados	109
2.1.8.1. Encadenados horizontales	109
2.1.8.2. Encadenados verticales	109
2.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO	110
Bibliografía	113

I. INTRODUCCIÓN

Este documento presenta el diseño y cálculo de tres edificaciones típicas: una Fábrica (Galpón) para el procesado de frutas de una sola planta y techo de cubierta liviana, un Apart Hotel de cinco pisos, es decir planta baja y cuatro pisos altos y un Edificio en Propiedad Horizontal de tres pisos (planta baja y dos pisos altos), destinado a viviendas.

El propósito de utilizar estos ejemplos típicos de construcciones, es para ilustrar más claramente la aplicación de la metodología y filosofía de diseño establecidas en el Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Mampostería, CIRSOC 501, y en el Proyecto de Reglamento Simplificado de Construcciones de Mampostería de Bajo Compromiso Estructural CIRSOC 501-E. Por otro lado, el motivo de dicho propósito es brindar un enfoque acerca de los requerimientos prácticos de diseño de estructuras de mampostería.

En el documento hay una descripción general de cada tipo de estructura, y una secuencia de cálculo, que pretende seguir las prescripciones establecidas en los Proyectos de Reglamento CIRSOC 501 y 501-E. La intención que persigue el autor es tratar que los ejemplos presentados sean lo suficientemente prácticos y claros, de manera que se pueda establecer una metodología de diseño simple.

En estos ejemplos se examinan distintos elementos de mampostería, considerando diferentes tipos (de ladrillos cerámicos macizos, de bloques huecos cerámicos y de bloques huecos de hormigón), los que pueden estar conformados por paredes de una hoja (muro simple) o de dos hojas (muro doble).

El Diseño por Resistencia es el que se emplea en los dos primeros ejemplos que se realizan de acuerdo con lo establecido en el Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Mampostería, CIRSOC 501, mientras que en el tercer ejemplo se utiliza el Diseño por Tensiones Admisibles, empleándose en este último el Proyecto de Reglamento Simplificado de Construcciones de Mampostería de Bajo Compromiso Estructural CIRSOC 501-E.

Debido a que el diseño de los sistemas estructurales de mampostería requiere el cálculo de las fuerzas producidas por efecto de las cargas gravitatorias y las de viento sobre la construcción, cada uno de los ejemplos mencionados anteriormente incluye un análisis detallado de estas cargas en la construcción.

II. DIAGRAMACIÓN Y CONTENIDO

Se elaboran tres ejemplos numéricos de diseño, que comprenden edificios de planta baja (fábrica-galpón) y de varios niveles estructurados con muros de mampostería resistente.

El procedimiento empleado por simplicidad y mejor interpretación, consiste en elegir diferentes elementos estructurales típicos de distintos niveles y tipologías empleadas en la estructuración del edificio, y en ellos aplicar los requisitos reglamentarios.

Cabe destacar que en el texto del diseño y detallamiento de los diferentes ejemplos, y en las tablas y figuras se indican los artículos correspondientes establecidos en los Proyectos de Reglamento.

Se realizan comentarios y sugerencias prácticas de los diferentes ejemplos, estableciendo comparaciones útiles para el ingeniero estructuralista.

EJEMPLO 1: FÁBRICA PARA PROCESADO DE FRUTAS.

Esta construcción se emplazará en la localidad de San Nicolás, provincia de Buenos Aires. La planta general, vistas y cortes se detallan en las figuras 1G, 2G, 3G; mientras que las estructuras de fundaciones y de techo se indican en las figuras 4.2.A1 y 4.2.A2.

Este edificio es del tipo "galpón", es decir, está conformado por muros de mampostería de ladrillos cerámicos macizos de 0,20m de espesor dispuestos en todo el perímetro. Los muros transversales son del mismo material y espesor. Existen bajo los muros vigas de fundación "VF", y dependiendo del esquema que se adopte existirán o no vigas de encadenado superior "VE" (ver plantas de estructura).

La estructura de techo está conformada por correas metálicas (perfil "C") que apoyan en los muros transversales interiores y en los de mojinetes (muros de fachadas norte y sur), la cubierta metálica está conformada por chapa CINCALUM N° 24.

La estructura de fundación está conformada por un cimiento corrido de hormigón ciclópeo combinado con zapatas aisladas superficiales de hormigón armado. Las zapatas aisladas están vinculadas por vigas de arriostamiento "VA y VA1"; y por vigas de fundación "VF" dispuestas encima de los cimientos y bajo los muros de mampostería (ver plantas de estructuras y detalles).

Los coeficientes adoptados para la evaluación de las solicitaciones actuantes, según los efectos de cargas gravitatorias, viento y sobrecargas de nieve; han sido determinados considerando tanto las características del lugar como las propias de la estructura.

Los distintos estados de cargas que se espera este sometida la construcción son:

- 1. Cargas gravitatorias + Sobrecarga (nieve)**
- 2. Cargas gravitatorias + Viento (en diferentes direcciones)**

(Cap. 4., PR501)

5. ANÁLISIS DE CARGAS GRAVITATORIAS

Chapa CINCALUM N° 24	7 Kg/m ²
Aislamiento (ISOLANT)	5 kg/m ²
Sobrecarga mínima	30 Kg/m ²
Total	42 Kg/m²

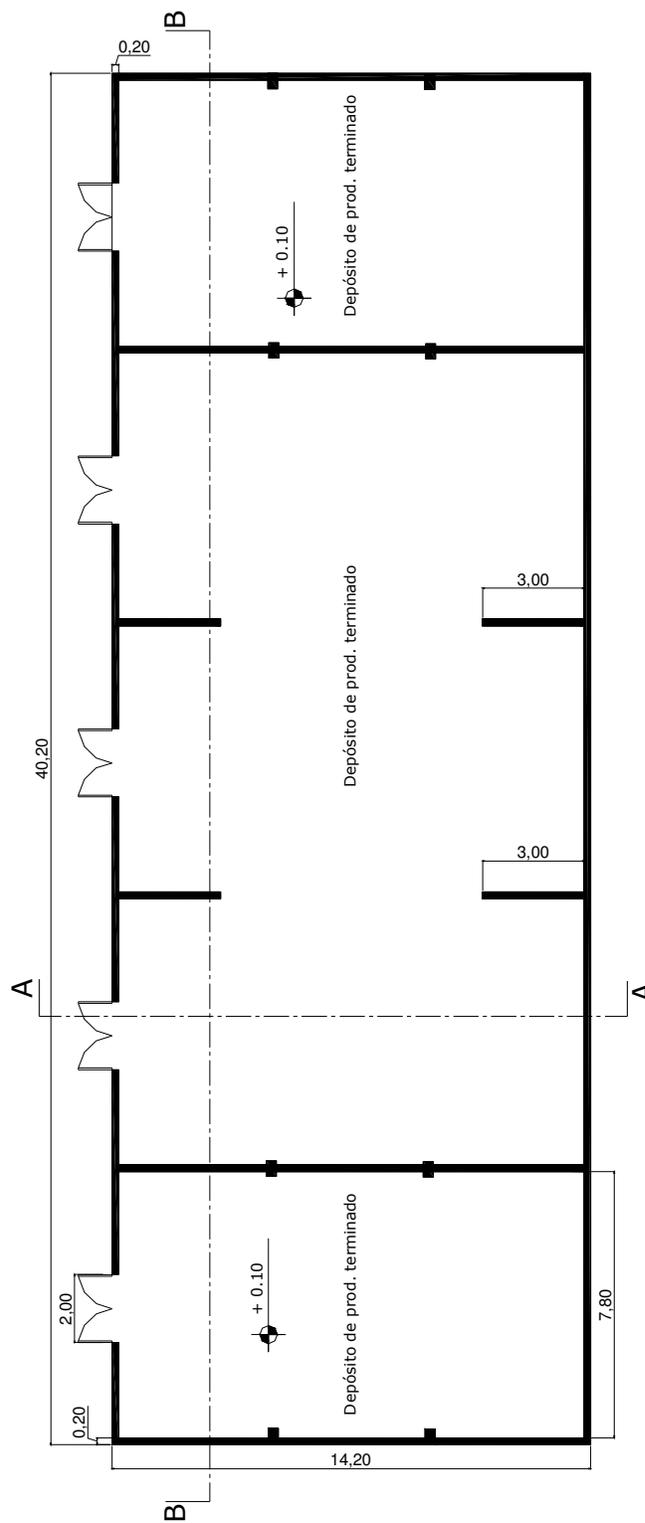


Figura 1 G: PLANTA GENERAL

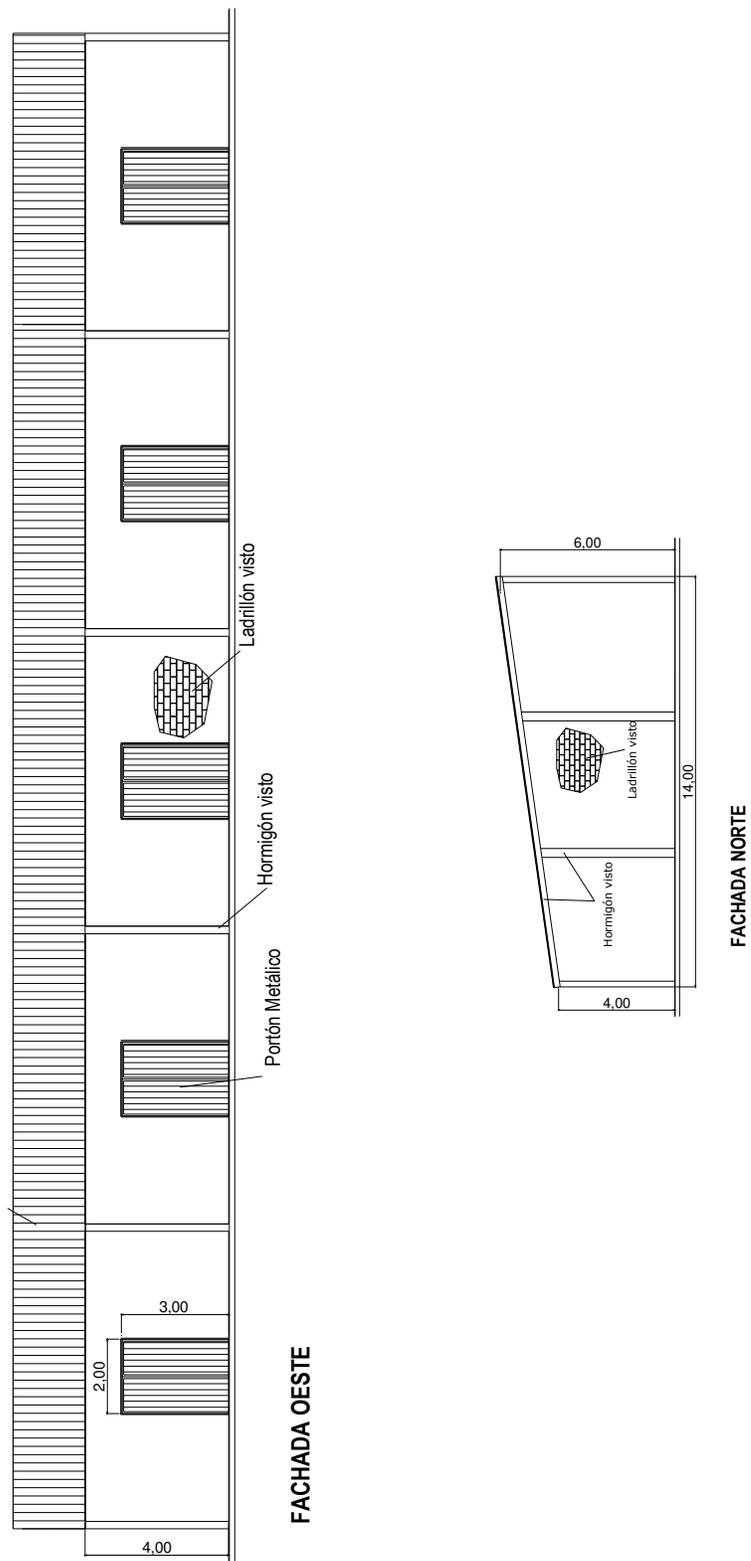


Figura 2 G: VISTAS - FACHADAS

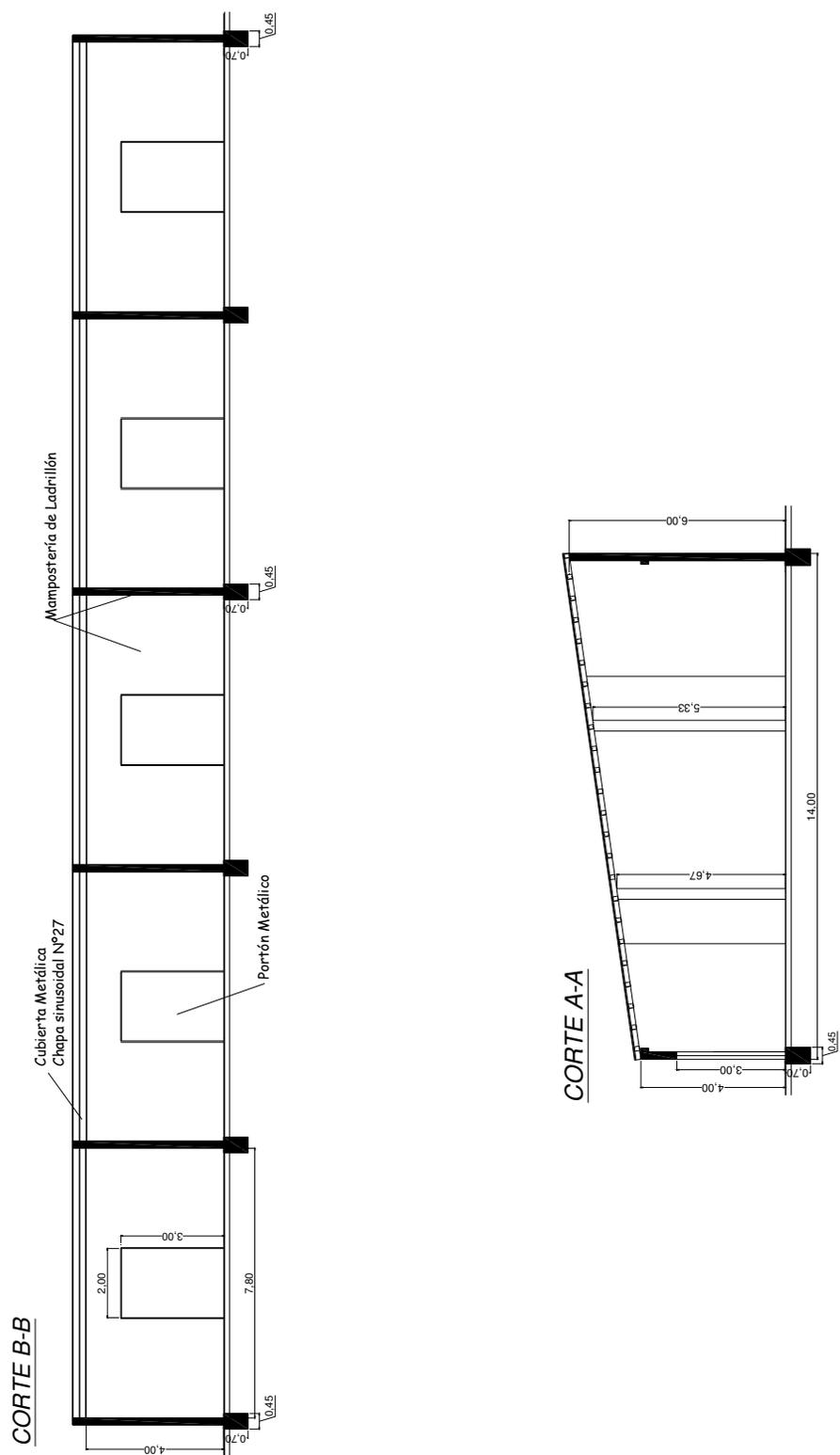


Figura 3 G: CORTES A - A y B - B

6. ANÁLISIS DE VIENTO

La acción del viento ha sido determinada empleando el Reglamento CIRSOC 102 actualmente en vigencia en todo el territorio nacional. No se utilizó el actual Proyecto de Reglamento CIRSOC 102, debido a que aún se encuentra en discusión pública.

- **Dimensiones del edificio:**

- $a = 40,2 \text{ m.}$
- $b = 14,2 \text{ m}$
- $h = 6 \text{ m}$
- $\alpha = 8^\circ$

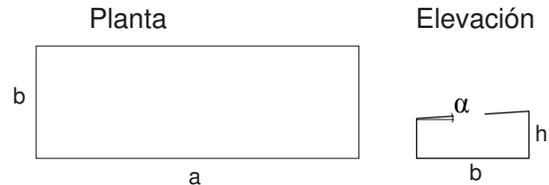
$$\beta = 27,2 \text{ m/s.}$$

$$C_p = 1,45 \text{ (bajo factor de ocupación)}$$

$$V_o = 39.4 \text{ m/s.}$$

$$Q_o = 95 \text{ kg/m}^2$$

- Rugosidad "entre Tipo II y Tipo III" \longrightarrow (Zona industrial) $C_z = 0,6$



- **Coefficientes de reducción por forma:**

- $a/h = 6,7$

- $b/h = 2.37$

- $h/V_o = 0,15 \longrightarrow C_d = 0,84 \text{ (máximo)}$

$$C_d = 0,75 \text{ (mínimo)}$$

- **Presión dinámica**

$$q_z = q_o \times C_z \times C_d = 47,7 \text{ Kg/m}^2$$

- **Coefficiente de forma**

$$\lambda_a = 0,15 \text{ Normal a lado mayor } \gamma_o = 0,95$$

$$\lambda_b = 0,42 \text{ Normal a lado menor } \gamma_o = 0,85$$

- **Coefficientes de presión exterior (Ce)**

Normal a lado mayor

Paredes: barlovento = +0,8
 sotavento = -0,435
 Cubierta: barlovento = -0,44
 ($\alpha = 8^\circ$) sotavento = -0,3

Normal a lado menor

Paredes: barlovento = +0,8
 Sotavento = -0,318
 Cubierta: barlovento = -0,27
 ($\alpha = 0^\circ$) sotavento = -0,27

- **Coefficiente de presión Interior (Ci)**

Todas las caras = +0,34

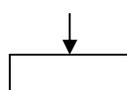


-0,26



Caras cerradas = +0,8

Cara abierta = -0,26



Caras cerradas = -0,435

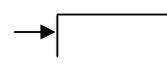
Cara abierta = +0,34



Todas las caras = +0,42



-0,19



Caras cerradas = -0,318

Cara abierta = +0,42

- **Estados Límites**

Cubierta = -1,24

Paredes laterales = 1,235

Mojinetes = 1,12 (Pared frente o contrafrente)

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES METÁLICOS (Correas K1)

Se dimensionan las correas metálicas con las combinaciones de cargas gravitatorias mas la sobrecarga de servicio que como se verá más adelante resulta más desfavorable que la combinación de cargas gravitatorias más viento.

(Cargas Gravitatorias)

Correas metálicas (K1) – separación = 0,60 m; luz: lv = 8,0 m

$$q_v = (42\text{kg/m}^2 \times 0,60\text{m}) + 9\text{kg/m} = 34,2\text{kg/m}$$

$$M_{max} = 273,6 \text{kgm} \quad W_{nec} = 19,5 \text{cm}^3$$

$$R_{ap} = 136,8 \text{kg}$$

$$f_{jim} = 2,67 \text{cm} \quad J_{nec} = 239,7 \text{cm}^4$$

Se adoptan: Correas: 2 "PC" [140-60-20-2] (Acero F-22)

$$A = 11,47 \text{cm}^2$$

$$J_x = 352,8 \text{cm}^4$$

$$W_x = 50,4 \text{cm}^3$$

$$\sigma_c = \left(\frac{27360 \text{kgcm}}{50,4 \text{cm}^3} \right) = 542,9 \text{kg/cm}^2$$

$$\text{Flecha} : f = 1,81 \text{cm} < f_{adm}$$

(Viento, Succión)

$$q_w = ((1,24 \text{m} \times 47,7 \text{kg/m}^2) - 12 \text{kg/m}^2 \times 0,60 \text{m}) - 9 \text{kg/m} = 19,5 \text{kg/m}$$

Se observa que q_w resulta menor que la debida a cargas gravitatorias (q_v)

(Cap. 5 y 6., PR501)

8. DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

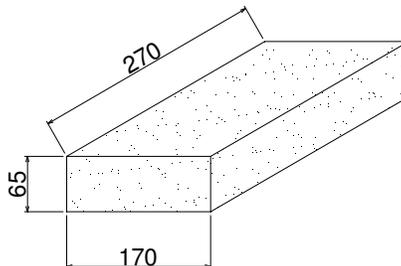
Los muros de mampostería estarán conformados por **ladrillos cerámicos macizos** cuyas características son las siguientes:

Resistencia característica a la compresión mínima: $f'_u = 5,0 \text{MPa}$

Espesor del mampuesto: $e = 170 \text{mm}$

Longitud del mampuesto: $l_m = 270 \text{mm}$

Altura del mampuesto: $h_m = 65 \text{mm}$



4.1. CARGA GRAVITATORIA EN MUROS

$$P/m = R'' K1'' \text{ kg}/0,60\text{m} = 228\text{kg}/\text{m}$$

$$P = 228\text{kg}/\text{m} \times 4,7\text{m} = 1071,6\text{kg} \text{ (10716 N)}$$

Una vez obtenidas las cargas actuantes en el muro, lo primero a verificar es la capacidad de este último (sin armadura de refuerzo).

(9.1.6., PR501)

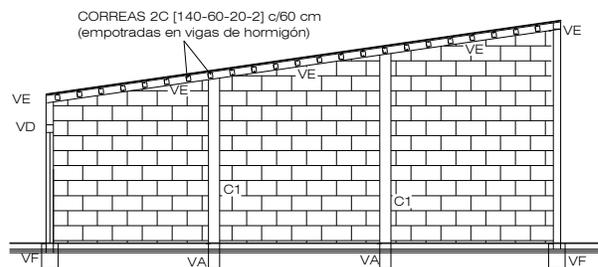
4.2. VERIFICACIÓN DEL MURO SIMPLE (SIN ARMADURA DE REFUERZO)

Se deberá definir a priori el esquema de trabajo del muro, para poder analizar correctamente las solicitaciones, tanto en la mampostería como en los elementos de borde del muro, si los hubiera. Teniendo en cuenta las características de la cubierta de techo y la relación de luces del muro, se considera dos casos:

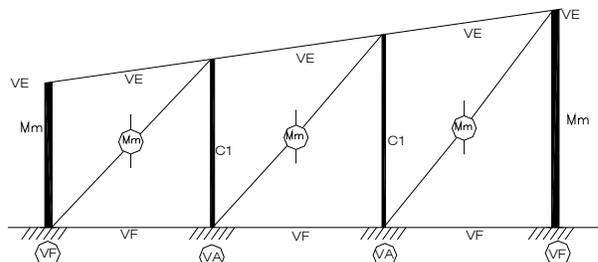
- A) Muro simplemente apoyado en los dos bordes verticales (columnas)
- B) Muro simplemente apoyado en los dos bordes horizontales (vigas)

4.2.1. Caso A): Muro simplemente apoyado en los dos bordes horizontales (vigas)

Considerando este esquema de trabajo del muro, se modificará también el criterio asumido para las dimensiones y propiedades mecánicas del muro, que en este caso serán:



Vista y estructura del muro de mojinete



Esquema de cálculo adoptado

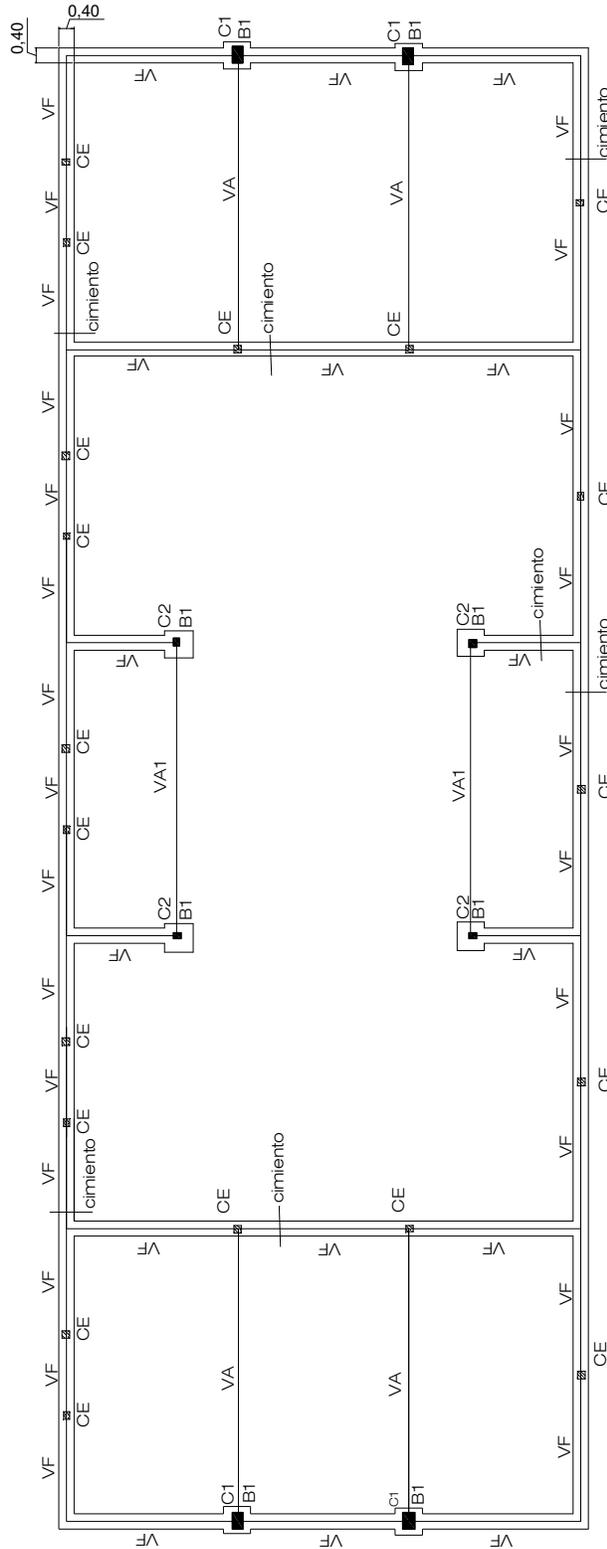


Figura 4.2.A1: PLANTA ESTRUCTURA DE FUNDACIONES

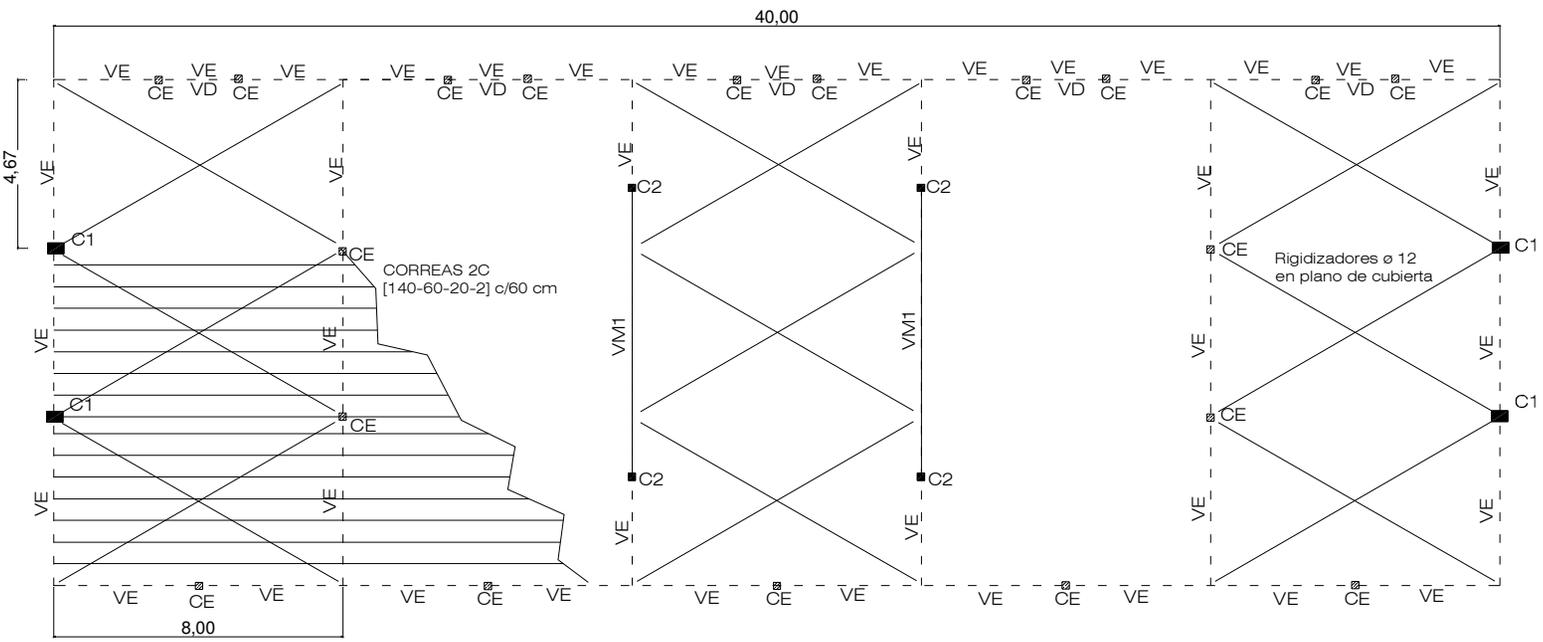


Figura 4.2.A2: PLANTA ESTRUCTURA DE TECHO

- **MURO PERIMETRAL ESTE (P. B.)**

(Cap. 7., PR501)

- **Propiedades mecánicas del muro:**

Altura : $h = 6000\text{mm}$

Longitud : $L = 4700\text{mm}$

Espesor : $e = 170\text{mm}$

Radio de giro : $r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 0,289e = 49,1\text{mm}$

(9.1.6.3., PR501)

- **Verificación de la resistencia axial nominal de los elementos de mampostería simple (P_n)**

Para una relación: $\frac{h}{r} = 122 < 99$

Con estas características, la resistencia axial nominal de los elementos de mampostería simple resulta:

$$P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f'_m \left[1 - \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \right] \right\} = 773018 \text{ N} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$A_n = 799000 \text{ mm}^2$ (Área transversal neta (horizontal) de la mampostería [mm^2])

$f'_m = 2,25 \text{ MPa}$ (Resistencia característica a la compresión – Mortero de resistencia intermedia)- sección neta

(9.1.6.4., PR501)

- **Verificación de la resistencia nominal al corte (V_n)**

Deberá ser la menor de las siguientes:

a) $0,3 A_n \sqrt{f'_m} = 359550 \text{ N}$

b) $2 A_n = 1598000 \text{ N}$

Se determina el corte actuante en el muro debido a la carga de viento (no mayorada), y se lo compara con el menor de los valores antes definidos.

Presión de viento en mojinetes: $p_w^m = 1,12 \times 47,7 \text{ kg/m}^2 = 53,4 \text{ kg/m}^2$

Carga actuante: $V = 53,4 \text{ kg/m}^2 \times 6 \text{ m} \times 4,7 \text{ m} = 15059 \text{ N} < a$

“Se verifica que este muro no necesitaría armadura de refuerzo para soportar las cargas actuantes”, sin embargo, se deberá verificar las deformaciones límites del mismo.

(Cap. 9., PR501) **4.2.1.1. Diseño por resistencia de la mampostería**

El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de mampostería, puede expresarse de la siguiente forma:

- **Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida**

$$\phi S_n = U$$

Donde, la resistencia requerida U proviene de las combinaciones de estados de cargas mayoradas, afectadas por los correspondientes factores de carga.

(9.1.2., PR501) **4.2.1.2. Resistencia requerida**

Las combinaciones de cargas mayoradas para el caso en estudio son las siguientes:

$$U1 = 1,4 D$$

$$U2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 S$$

$$U3 = 1,2 D + 1,6 S + L$$

$$U4 = 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W$$

$$U5 = 1,2 D + 1,6 W + 0,5 L + S$$

$$U6 = 0,9 D + 1,6 W$$

(9.1.4., PR501) **4.2.1.3. Factores de Reducción de Resistencia**

- ✓ Mampostería reforzada con armadura distribuida ($M + P$)

$$\phi = 0,9$$

- ✓ Mampostería simple (sin armar) – ($M + P$)

$$\varnothing = 0,6$$

✓ Corte; anclajes y empalmes.

$$\varnothing = 0,8$$

Se adopta una armadura con las siguientes características:

$$A_{sh} = 2 \varnothing 4,2 \text{ c/40 cm}$$

$$\text{Estribos} = 3 \varnothing 4,2 \text{ por metro}$$

A_s vertical (concentrada en los elementos de borde verticales: "columnas")

4.2.1.4. Determinación de las cargas de diseño (mayoradas)

- **Análisis de cargas**

Cargas Permanentes:

Chapa CINCALUM Nº 24	7 kg/m ²
Aislamiento (ISOLANT)	5 kg/m ²
Peso de las correas	15 kg/m ²
Total	27 kg/m ²
Sobrecarga de mantenimiento	30 kg/m ²
Carga de Viento (succión)	- 59 kg/m ²
Carga de nieve	30 kg/m ²

$$U1 = 1,4 D = 37,8 \text{ kg/m}^2$$

$$U2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 S = 47,4 \text{ kg/m}^2$$

$$U3 = 1,2 D + 1,6 S + L = 80,4 \text{ kg/m}^2$$

$$U4 = 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W = 21,4 \text{ kg/m}^2$$

$$U5 = 1,2 D + 1,6 W + 0,5 L + S = 3,4 \text{ kg/m}^2$$

$$U6 = 0,9 D + 1,6 W = - 34,7 \text{ kg/m}^2 \text{ (succión)}$$

La sollicitación más desfavorable resulta de la combinación **U3**.

(9.1.5., PR501) **4.2.1.5. Mampostería reforzada con armadura distribuida**

(9.5.4.1., PR501) • **Resistencia nominal de la mampostería**

$$P_n = 0,8 \left[0,8 f'_m (A_n - A_s) + f_y A_s \left(1 - \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \right) \right] = 776927 \text{ N}$$

donde:

$$f'_m = 2,25 \text{ MPa}$$

$$A_n = (170 \text{ mm} \times 4700 \text{ mm}) = 799000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 27 \text{ mm}^2 \text{ (Sección de una capa horizontal de armadura)}$$

$$f_a = \left(\frac{70r}{h} \right)^2 = 0,33$$

$$P_u = 0,000804 \text{ MPa} \times 4000 \text{ mm} \times 4700 \text{ mm} = 15115 \text{ N}$$

(9.1.5.4.2., PR501) • **Valores límites de la resistencia nominal al corte**

$$V_n = V_m + V_s$$

$$a) \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \leq 0,25$$

$$(V_n) \leq 0,5 A_n \sqrt{f'_m} = 599250 \text{ N}$$

$$b) \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \geq 1 ; \left(\frac{1,24 \times 0,000477 \times 6000^2 / 8}{(1,24 \times 0,000477 \times 6000 / 2) 170} \right) = 8,82$$

$$(V_n) \leq 0,3 A_n \sqrt{f'_m} = 359550 \text{ N}$$

donde:

M : momento máximo en la sección considerada (bajo cargas de servicio) (Nmm)

V : corte máximo en la sección considerada (bajo cargas de servicio) (N)

d_v : altura real de la mampostería en la dirección considerada de corte (mm)

(9.1.5.4.1.2.1., PR501)

- **Resistencia Nominal al corte proporcionada por la mampostería**

El valor del término $\left(\frac{M}{Vd_v}\right)$ a aplicar en la siguiente expresión, será como máximo igual a 1.

$$V_m = 0,083 \left[4,0 - 1,75 \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0,25P = 226499N$$

(9.1.5.4.1.2.2., PR501)

- **Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura**

$$V_s = 0,5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v = 1460N$$

- **Resistencia nominal al corte total**

$$V_n = V_m + V_s = 227959N \quad (\text{Verifica})$$

donde:

Carga axial : $P = 10716N$

Separación de la armadura : $s = 330mm$

Área transversal de la armadura de corte : $A_v = 13,5mm^2$

$$V_n = 227959 N < 0,3 A_n \sqrt{f'_m} = 359550 N$$

(9.1.5.5., PR501)

4.2.1.6. Cálculo de momentos y deformaciones

(9.1.5.5.1., PR501)

Todas las solicitaciones están calculadas considerando al muro como simplemente apoyado en sus bordes verticales (columnas).

(9.1.5.5.2., PR501)

Para muros con tensiones axiales mayoradas menores o iguales a $0,05 f'_m$

$$\left(\frac{P_u}{A_g} \right) \leq 0,05f'_m$$

donde:

Carga axial mayorada : $P_u = 15115 \text{ N}$

Área transversal bruta de la mampostería : $A_g = 799000 \text{ mm}^2$

$$0,019 < 0,112$$

El momento mayorado M_u a la mitad de la altura del muro deberá calcularse como:

$$M_u = \frac{w_u h^2}{8} + P_{uf} \frac{e_u}{2} + P_u \delta_u$$

$$M_u = \frac{4,0 \times 6000^2}{8} + 15115 \frac{42,5}{2} + 15115 \times 18,4 = 18599310 \text{ Nmm}$$

donde:

w_u : carga uniformemente distribuida, mayorada, fuera del plano (N/mm)

$$w_u = 0,000477 \text{ N} / \text{mm}^2 \times 1,12 \times 1,6 \times 4700 \text{ mm} = 4,02 \text{ N} / \text{mm}$$

$$P_u = P_{uw} + P_{uf} = 15115 \text{ N}$$

e_u : excentricidad de P_{uf} (mm)

δ_u = deformación debida a las cargas mayoradas = 18,4 mm

$$\delta_u = \frac{5w_u h^4}{384 E_m I_g} = 18,4 \text{ mm}$$

P_{uw} : Peso mayorado del área tributaria del muro en la sección del muro en consideración (N)

$$P_{uw} = 0 \text{ N}$$

I_g : Momento de inercia de la sección horizontal bruta

$$I_g = \frac{4700\text{mm} \times (170\text{mm})^3}{12} = 1924258333 \text{ mm}^4$$

P_{uf} : Cargas mayoradas de las áreas tributarias de piso o techo (N)

$$P_{uf} = 0,000804\text{MPa} \times 4000\text{mm} \times 4700\text{mm} = 15115 \text{ N}$$

La resistencia de diseño para cargas perpendiculares al muro, deberá estar de acuerdo con la siguiente expresión.

$$M_u \leq \phi M_n \quad 18599310 \text{ Nmm} \leq 27137858 \text{ Nmm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = (415,4 \times 420 + 15115) \left(170 - \frac{21,9}{2} \right) = 30153176 \text{ Nmm}$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0,80 f'_m b} = \frac{(15115 + 405 \times 420)}{0,80 \times 2,25 \times 4700} = 21,9\text{mm}$$

Tomando como ancho $b_{\text{del muro}} = 4700 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 405 \text{ mm}^2$

(9.1.5.5.4., PR501) **4.2.1.7. Control de las deformaciones**

La deformación horizontal a la mitad de la altura del muro δ_s deberá limitarse por la siguiente expresión:

$$\delta_s \leq 0,007h = 42\text{mm}$$

Las deformaciones deberán computarse para este caso, mediante la siguiente ecuación, considerando para las mismas el efecto P-delta.

- **Momento crítico**

$$M_{cr} = S_n f_r = 15843833 \text{ Nmm}$$

donde:

S_n : Módulo resistente del área neta de un elemento

$$S_n = 4700 \times 170 \times 170 / 6 = 22638333 \text{ mm}^3$$

f_r : Módulo de rotura o resistencia a tracción por flexión

$$f_r = 0,7 \text{ MPa}$$

- **Momento de servicio a la mitad de la altura del muro incluyendo el efecto P-delta (Nmm)**

$$M_{ser} = \frac{1,24 \times 0,000477 \times 4700 \times 6000^2}{8} + 388 \times 42,5 = 12526292 \text{ Nmm}$$

Para

$$M_{ser} < M_{cr}$$

$$\delta_s = \frac{5M_{ser}h^2}{48E_m I_g} = 12,77 \text{ mm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$I_g = 1,92 \text{ E9 mm}^4$$

$$E_m = 850 f'_m = 1912,5 \text{ Mpa}$$

(9.1.5.4., PR501) **4.2.1.8. Vigas y columnas**

Considerando las dimensiones del muro y las condiciones de apoyo asumidas para el mismo, se verifican a continuación los elementos de borde: vigas (apoyos superior e inferior) y columnas (apoyos verticales)

(9.1.5.4.2., PR501) • **Vigas de mojinetes]**

Inicialmente se adopta una sección de viga superior: $b_w = 200 \text{ mm}$; $d = 200 \text{ mm}$, con una armadura: $A_{stot} = 4\phi 6$ y estribos : $\phi 4,2c / 200 \text{ mm}$, por lo que M_{ser} resulta:

$$M_{ser} = 4425510,6 \text{ Nmm}$$

$$\delta_s = \frac{5M_{ser}I_b^2}{48E_h I_g} = 2,77 \text{ mm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$I_g = 1,33 \text{ E8mm}^4$$

$$E_h = 27500 \text{ Mpa}$$

Si bien la deformación del conjunto (muro + viga) está muy por debajo del límite establecido en [9.1.5.5.4.], es importante destacar que la deformación de la viga es comparable a la del muro.

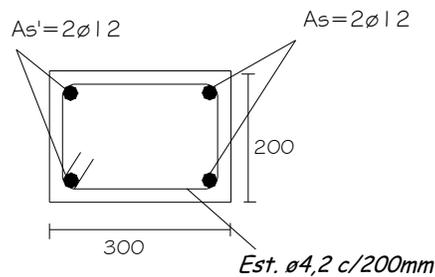
Como el esquema de cálculo adoptado supone que la viga se comporta como un apoyo rígido superior del muro, la deformación de ésta deberá ser despreciable frente a la de aquel. Se considerará suficiente una relación menor o igual al 5 % entre ambas.

(9.1.5.4.2., PR501) **4.2.1.8.1. Viga superior (VE - adoptada)**

$$b_w = 300 \text{ mm}; d = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ tpt}} : 4 \text{ } \phi 12$$

$$\text{Estribos} = \phi 4,2 \text{ c}/200 \text{ mm}$$



$$M_{\text{ser}} = 4425510,6 \text{ Nmm}$$

$$\delta_s = \frac{5M_{\text{ser}}I_b^2}{48E_hI_g} = 0.345 \text{ mm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$I_g = 10,7 \text{ E8mm}^4$$

$$E_h = 27500 \text{ Mpa}$$

$q_{v \text{ smax}}$: carga en viga superior, debida a la reacción mayorada del muro

$$q_{vsmax} = 2,56N / mm$$

$$L_{vs} = 4700mm$$

$$M_{vu} = 7080817 Nmm$$

El esfuerzo axial de compresión mayorado resulta:

$$N_{cu} = \frac{M_{vu}}{\left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{7080817}{\left(370 - \frac{160}{2}\right)} = 24416,6N$$

Dicho esfuerzo no deberá ser mayor que: $0,05 A_n f'_m$ [9.1.5.4.2.2]

$$N_{cu} \leq 0,05 A_n f'_m ; 24416,6N \leq 89887,5N \quad (\text{Verifica})$$

- **Armadura longitudinal**

La resistencia nominal a flexión de una viga no deberá ser menor que 1,3 veces la resistencia correspondiente al momento nominal de agrietamiento M_{cr} [9.1.5.4.2.2.2]

- **Momento crítico**

$$M_{cr} = S_n f_r = 933333Nmm$$

donde:

$$S_n = 13333333 mm^3$$

$$f_r = 0,7MPa$$

- **Momento nominal**

$$M_n = (A_s f_y) \left(d - \frac{a}{2}\right) = (56 \times 420) \left(170 - \frac{80}{2}\right) = 3057600 Nmm$$

$$M_n \geq 1,3M_{cr} ; 3057600Nmm \geq 1213333Nmm \quad (\text{Verifica})$$

- **Armadura transversal**

Deberá proveerse cuando V_u sea mayor que ϕV_n

$$V_u = 6016N$$

$$V_m = 0,083 \left[4,0 - 1,75 \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0,25P = 223820N$$

$$6016N < 0,8 \times 223820N \Rightarrow \text{no requiere estribos}$$

La verificación al corte indica que no es necesaria la colocación de armadura transversal, sin embargo se deberá adoptar una sección mínima de armadura transversal por razones constructivas.

(9.1.5.4.4., PR501) **4.2.1.8.2. Columnas intermedias (C1) - (hc = 5,30 m)**

Se colocarán columnas cada 4,70 m. Adoptando esta dimensión como longitud del muro considerada durante todo el análisis.

La altura máxima de columna definirá las dimensiones mínimas de la sección transversal de las mismas y la sollicitación actuante debida a la reacción de apoyo de la viga superior, definirá la sección y armadura finalmente adoptada:

(9.1.5.4.4.3., PR501)

• **Limitaciones dimensionales**

(a) Ancho $b > 180 \text{ mm}$

(b) Altura de la sección: $180 \text{ mm} < h < (3 b)$

(c) Distancia entre apoyos horizontales: $H < (30 b)$

• **Armadura longitudinal**

Cuantía: $0,0025 A_n < \mu < 0,04 A_n$

$100 \text{ mm}^2 < \mu < 1600 \text{ mm}^2$

• **Armadura transversal (estribos)**

Diámetro mínimo: 6 mm

Separación máxima (la menor de):

16 \emptyset Asl

48 \emptyset Estribo

La menor dimensión (h ó b) del elemento.

$$F_{\text{última}} = 2 \times R_u(\text{VE}) = 12052 \text{ N}$$

$$M_{\text{cu}} = 63878008 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{cn}} = A_{s1} d f_y = 678 \times 370 \times 420 = 105361200 \text{ MPa} \quad (\text{Verifica})$$

$$0,9M_{\text{cn}} > M_u; \quad 94825080 \text{ MPa} > 63878008 \text{ MPa}$$

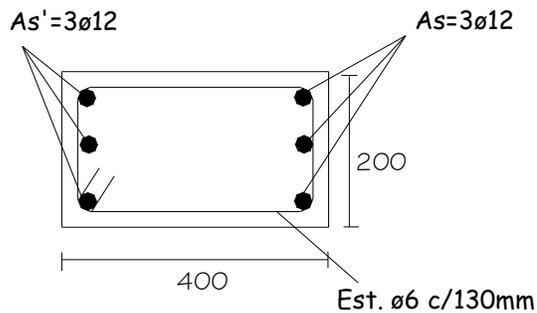
$$Q_u = 12052 \text{ N}$$

Se adoptan como dimensiones y armaduras de columnas las siguientes

$$a_x = 400 \text{ mm}; \quad a_y = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ long}} = 200 \text{ mm}^2 \quad (6 \text{ } \phi 12)$$

$$\text{Estribos} = \phi 6 \text{ c}/130 \text{ mm}$$



4.2.1.9. Muros laterales

4.2.1.9.1. Carga gravitatoria en muros

En los muros laterales no hay cargas gravitatorias transmitidas de la cubierta.

Por lo tanto la verificación se hará considerando exclusivamente la acción del viento perpendicular al plano del muro.

(9.1.6.3., PR501) Una vez obtenidas las cargas actuantes en el muro, lo primero a verificar es la capacidad del muro con mampostería sola (sin armadura de refuerzo)

(Cap. 7., PR501)

• **Propiedades mecánicas del muro:**

$$\text{Altura : } h_{\max} = 6000\text{mm}$$

$$\text{Longitud : } L_{\text{muro}} = 8000\text{mm}$$

$$\text{Espesor : } e = 170\text{mm}$$

$$\text{Radio de giro : } r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 0,289e = 49,1\text{mm}$$

Para una relación: $\frac{h}{r} = 122 > 99$

(9.1.6.4., PR501)

• **Verificación de la resistencia nominal al corte (V_n)**

Deberá ser la menor de las siguientes:

$$\text{a) } 0,3A_n\sqrt{f'_m} = 645105\text{ N}$$

$$\text{b) } 2A_n = 2720000\text{ N}$$

Se determina el corte actuante en el muro debido a la carga de viento (no mayorada), y se lo compara con el menor de los valores antes definidos.

Presión de viento en muros laterales:

$$1,235 \times 47,7 \text{ kg/m}^2 = 58,91 \text{ kg/m}^2 = 0,000589 \text{ MPa}$$

Carga actuante:

$$V = 0,000589 \text{ MPa} \times 6000 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm} = 28277 \text{ N} < \text{a)}$$

De esta manera, se observa que el muro no necesitaría armadura de refuerzo para soportar las cargas actuantes, sin embargo, se deberá verificar las deformaciones límites.

(Cap. 9., PR501)

4.2.1.9.2. Diseño por resistencia de la mampostería

(9.1.1., PR501)

El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de mampostería, puede expresarse de la siguiente forma:

- **Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida**

$$\phi S_n \geq U$$

donde:

La resistencia requerida U proviene de las combinaciones de estados de cargas mayoradas, afectadas por los correspondientes factores de carga.

(9.1.2., PR501) **4.2.1.9.3. Resistencia requerida**

Las combinaciones de cargas mayoradas para este caso, son las siguientes:

$$U1 = 1,4 D$$

$$U2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 S$$

$$U3 = 1,2 D + 1,6 S + L$$

$$U4 = 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W$$

$$U5 = 1,2 D + 1,6 W + 0,5 L + S$$

$$U6 = 0,9 D + 1,6 W$$

(9.1.4., PR501) **4.2.1.9.4. Factores de reducción de resistencia**

- ✓ Mampostería reforzada con armadura distribuida (M + P)

$$\phi = 0,9$$

- ✓ Mampostería simple (sin armar) – (M + P)

$$\phi = 0,6$$

- ✓ Corte; anclajes y empalmes.

$$\phi = 0,8$$

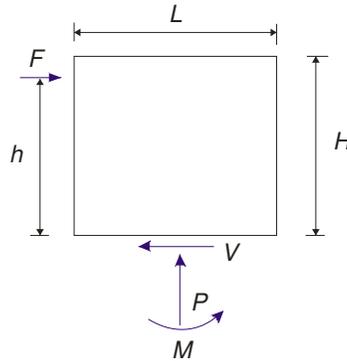
Se adopta una armadura con las siguientes características:

$$A_{sh} = 2 \phi 4,2 \text{ c/40 cm}$$

Estribos = 3 ø 4,2 por metro

A_s vertical : 4ø6 (concentrada en los elementos de borde verticales: "columnas")

(9.1.5.4.1.2., PR501) • **Resistencia nominal al corte**



$$V_n = V_m + V_s$$

donde:

V_n : Resistencia nominal al corte (N)

V_m : Resistencia al corte provista por la mampostería (N)

V_s : Resistencia al corte provista por la armadura de corte (N)

$$a) \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \leq 0,25$$

$$(V_n) \leq 0,5 A_n \sqrt{f'_m} = 1074400 \text{ N}$$

$$b) \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \geq 1; \left(\frac{1,24 \times 0,000477 \times 6000^2 / 8}{(1,24 \times 0,000477 \times 6000 / 2) 170} \right) = 8,82$$

$$(V_n) \leq 0,3 A_n \sqrt{f'_m} = 644640 \text{ N}$$

(9.1.5.4.1.2.1., PR501) • **Resistencia nominal al corte, proporcionada por la mampostería**

$$V_m = 0,083 \left[4,0 - 1,75 \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0,25P = 401288 \text{ N}$$

(9.1.5.4.1.2.2., PR501)

- **Resistencia nominal al corte, proporcionada por la armadura**

$$V_s = 0,5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v = 1460,4 \text{ N}$$

De este modo, la resistencia nominal al corte V_n resulta:

$$V_n = V_m + V_s = 402748 \text{ N} < b)$$

(9.1.5.5., PR501)

4.2.1.9.5. Cálculo de momentos y deformaciones

(9.1.5.5.1., PR501)

Todas las solicitaciones están calculadas considerando al muro como simplemente apoyado en su parte superior e inferior.

(9.1.5.5.2., PR501)

Para muros con tensiones axiales mayoradas menores o iguales a $0,05 f'_m$.

$$\left(\frac{P_u}{A_g} \right) \leq 0,05 f'_m$$

$$0,0 \leq 0,112$$

El momento mayorado M_u a la mitad de la altura del muro deberá calcularse como:

$$M_u = \frac{w_u h^2}{8} + P_{uf} \frac{e_u}{2} + P_u \delta_u$$

$$M_u = \frac{7,54 \times 6000^2}{8} = 33931872 \text{ Nmm}$$

donde:

$$P_u = P_{uw} + P_{uf} = 0 \text{ N}$$

P_{uw} : peso mayorado del área tributaria del muro en la sección del muro en consideración (N)

$$P_{uw} = 0 \text{ N}$$

P_{uf} : cargas mayoradas de las áreas tributarias de piso o techo (N)

$$P_{uf} = 0 \text{ N}$$

La resistencia de diseño para cargas perpendiculares al muro, deberá estar de acuerdo con la siguiente expresión.

$$M_u \leq \phi M_n; 33931872 \text{ Nmm} > 26600961 \text{ Nmm} \quad (\text{No verifica})$$

donde:

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = (415,4 \times 420 + 0) \left(170 - \frac{1,18}{2} \right) = 29556624 \text{ Nmm}$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0,80 f'_m b}$$

$$a = \frac{(0 + 405 \times 420)}{0,80 \times 2,25 \times 8000} = 1,18 \text{ mm}$$

Como la sección de armadura prevista (2 \varnothing 4,2 c/400 mm) no es suficiente, se adopta una nueva sección de: (2 \varnothing 8 c/300 mm)

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = (1000 \times 420 + 0) \left(170 - \frac{50}{2} \right) = 60900000 \text{ Nmm}$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0,80 f'_m b}$$

$$a = \frac{(0 + 1000 \times 420)}{0,80 \times 1,75 \times 6000} = 50 \text{ mm}$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad 33931872 \text{ Nmm} \leq 54800000 \text{ Nmm} \quad (\text{Verifica})$$

(9.1.5.5.4., PR501) 4.2.1.9.6. Control de las deformaciones

La deformación horizontal a la mitad de la altura del muro δ_s deberá limitarse por la

siguiente expresión:

$$\delta_s \leq 0,007h = 42\text{mm}$$

Las deformaciones deberán computarse para este caso, mediante la siguiente ecuación, considerando para las mismas el efecto P-delta.

- **Momento crítico**

$$M_{cr} = S_n f_r = 26973333 \text{ Nmm}$$

donde:

$$S_n = 38533333 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,7 \text{ MPa}$$

- **Momento de servicio a la mitad de la altura del muro, incluyendo efectos P-delta (Nmm)**

$$M_{ser} = \frac{1,24 \times 0,000477 \times 8000 \times 6000^2}{8} = 21293280 \text{ Nmm}$$

Para

$$M_{ser} < M_{cr}$$

$$\delta_s = \frac{5M_{ser} h^2}{48E_m I_g} = 12,77 \text{ mm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$I_g = 3,28 \text{ E9mm}^4$$

$$E_m = 850 \text{ t/m} = 1912,5 \text{ Mpa}$$

(9.1.5.4.2., PR501)

4.2.1.10. Viga superior

Considerando las dimensiones del muro y las condiciones de apoyo asumidas para el mismo, se verifican a continuación los elementos de borde: vigas (apoyo superior e inferior) y muros transversales (apoyos verticales)

4.2.1.10.1. Viga superior de muro lateral (VE)

$$b_w = 200\text{mm}; d = 200\text{mm}$$

$$A_{s\text{ tot}} : 4 \varnothing 6$$

$$\text{Estribos} = \varnothing 4,2 \text{ c}/200 \text{ mm}$$

$$M_{\text{ser}} = 14195520\text{Nmm}$$

$$\delta_s = \frac{5M_{\text{ser}} I_b^2}{48E_h I_g} = 8,89\text{mm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$I_g = 1,33 \text{ E}8\text{mm}^4$$

$$E_h = 27500\text{Mpa}$$

$q_{vs\text{max}}$: carga en viga superior, debida a la reacción mayorada del muro

$$q_{vs\text{max}} = 2,56\text{N} / \text{mm}$$

$$L_{vs} = 8000\text{mm}$$

$$M_{vu} = 20480000\text{Nmm}$$

Esfuerzo axial de compresión mayorado:

$$N_{cu} = \frac{M_{vu}}{\left(d - \frac{a}{2}\right) \left(170 - \frac{80}{2}\right)} = 157538,6\text{N}$$

Dicho esfuerzo no deberá ser mayor que: $0,05 A_n f'_m$

$$N_{cu} \leq 0,05 A_n f'_m ; 157538,6\text{N} \leq 153000\text{N} \quad (\text{No verifica})$$

Si bien la deformación del conjunto (muro + viga) está muy por debajo del límite establecido en [9.1.5.5.4.], es importante destacar que la deformación de la viga es comparable a la del muro.

Como el esquema de cálculo adoptado supone que la viga se comporta como un apoyo rígido superior del muro, la deformación de ésta deberá ser despreciable frente a la de aquel. Se considerará suficiente una relación menor o igual al 10 % entre ambas.

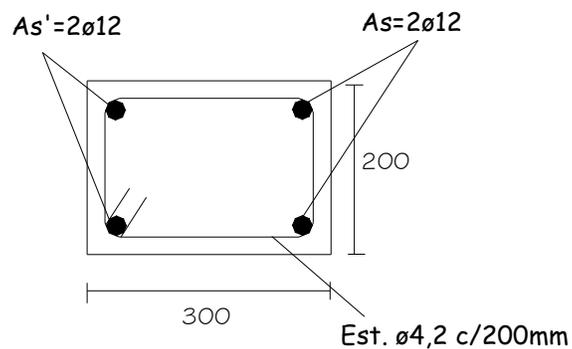
Además, el esfuerzo axial de compresión mayorado está levemente por encima del límite establecido, lo que conduce a adoptar una sección de viga mayor.

Viga superior (VE - adoptada)

$$b_w = 300\text{mm}; d = 200\text{mm}$$

$$A_{s\text{ tot}} : 4 \varnothing 12$$

$$\text{Estribos} = \varnothing 4,2 \text{ c}/200 \text{ mm}$$



$$M_{\text{ser}} = 14195520\text{Nmm}$$

$$\delta_s = \frac{5M_{\text{ser}} I_b^2}{48E_h I_g} = 1,107\text{mm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$I_g = 10,7E8 \text{ mm}^4$$

$$E_h = 27500 \text{ MPa}$$

- **Armadura longitudinal.**

La resistencia nominal a flexión de una viga no deberá ser menor que 1,3 veces la resistencia correspondiente al momento nominal de agrietamiento M_{cr} . [9.1.5.4.2.2.2]

- **Momento crítico**

$$M_{cr} = S_n f_r = 933333\text{Nmm}$$

donde:

$$S_n = 13333333 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0.7 \text{ MPa}$$

- **Momento nominal**

$$M_n = (A_s f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3057600 \text{ Nmm} = (56 \times 420) \left(170 - \frac{80}{2} \right)$$

$$M_n \geq 1,3 M_{cr} ; 3057600 \text{ Nmm} \geq 1213333 \text{ Nmm} \quad (\text{Verifica})$$

- **Armadura transversal**

Deberá proveerse cuando V_u sea mayor que ϕV_n

$$V_u = 6016 \text{ N}$$

$$V_m = 0,083 \left[4,0 - 1,75 \left(\frac{M}{V d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0,25 P = 223820 \text{ N}$$

$$6016 \text{ N} < 0,8 \times 223820 \text{ N} \quad (\text{No requiere estribos})$$

La verificación al corte indica que no es necesaria la colocación de armadura transversal, sin embargo se deberá adoptar una sección mínima de armadura transversal por razones constructivas.

(9.1.5.4.4., PR501) **4.2.1.11. Columnas intermedias (C1) - (hc = 5,30 m)**

Se colocarán columnas cada 4,70m. Esta dimensión es la adoptada como la longitud del muro, durante todo el análisis.

La altura máxima de la columna definirá las dimensiones mínimas de la sección transversal de las mismas y la sollicitación actuante debida a la reacción de apoyo de la viga superior, definirá la sección y armadura finalmente adoptada:

(9.1.5.4.4.3., PR501) • **Limitaciones dimensionales**

(a) Ancho $b > 180 \text{ mm}$.

(b) Altura de la sección: $180 \text{ mm} < h < (3 b)$

(c) Distancia entre apoyos horizontales: $H < (30 b)$

- **Armadura longitudinal**

Cuantía: $0,0025 A_n < \mu < 0,04 A_n$

$100 \text{ mm}^2 < \mu < 1600 \text{ mm}^2$

- **Armadura transversal (estribos)**

Diámetro mínimo = 6 mm.

Separación máxima (la menor de):

$16 \varnothing A_{sl}$

$48 \varnothing \text{ Estribo}$

La menor dimensión (h ó b) del elemento

$F_{\text{última}} = 2 \times R_{VEU} = 12052 \text{ N}$

$M_{cu} = 63878008 \text{ MPa}$

$M_{cn} = A_{s1} d f_y = 678 \times 370 \times 420 = 105361200 \text{ MPa}$ (Verifica)

$0,9 M_{cn} > M_u$; $94825080 \text{ MPa} > 63878008 \text{ MPa}$

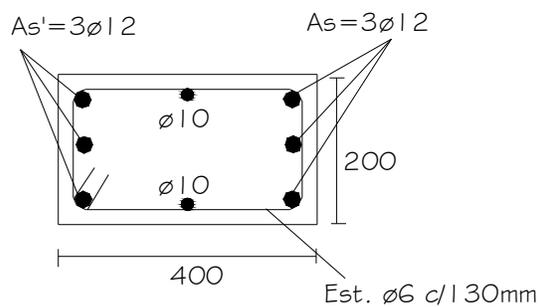
$Q_u = 12052 \text{ N}$

Se adoptan como dimensiones y armaduras de columnas las siguientes

$a_x = 400 \text{ mm}$; $a_y = 200 \text{ mm}$

$A_{s \text{ long}} = 200 \text{ mm}^2$ (6 \varnothing 12)

Estribos = $\phi 6$ c/130 mm



4.2.1.12. Dinteles de ventanas (VD)

$$L_{\text{máximo}} = 2,20 \text{ m}$$

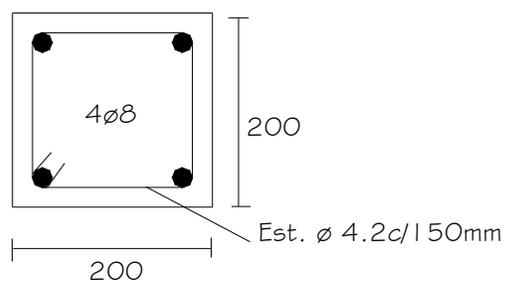
$$Q_{\text{máxima}} = (320 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \text{ m}) + 96 \text{ kg/m} = 352 \text{ kg/m}$$

$$M_s = 0,213 \text{ tm}$$

$$b_w = 200\text{mm}; d = 200\text{mm}; A_s = 87 \text{ mm}^2 \quad (2 \phi 8)$$

$$Q_s = 387 \text{ kg}$$

$$\tau_s = 1,43 \text{ kg/cm}^2; \text{ (Est. : } \phi 4,2 \text{ c/150mm)}$$



4.2.1.13. Bases de Columnas "B1" (Hormigón: H-17; Acero: ADN 420)

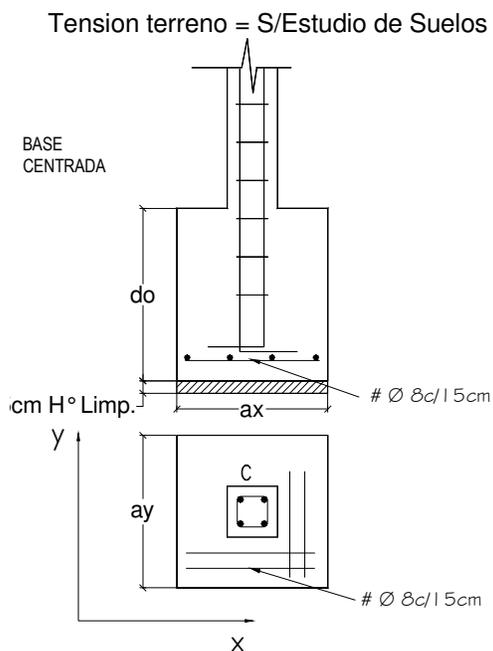
$$\sigma_{t \text{ adm}} = 0,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_t = P_{\text{col}} + P_{\text{base}} = 360 \text{ kg/m} \times 5,40 \text{ m} + 800 \text{ kg} = 2744 \text{ kg}$$

$$\sigma_t = 2744 \text{ kg} / (75 \times 75) \text{ cm}^2 = 0,49 \text{ kg/cm}^2$$

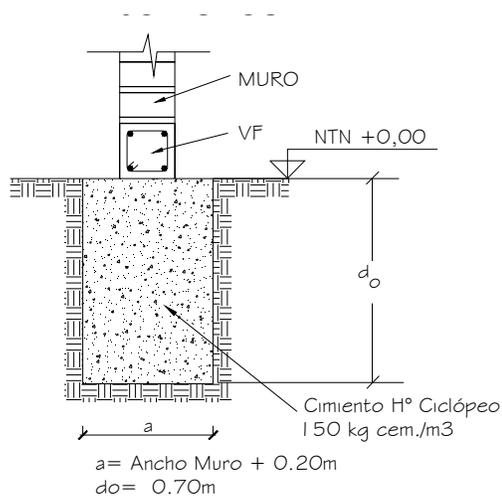
Las dimensiones y armaduras de la base "B1" resultan:

$$a_x = 750\text{mm}; a_y = 750\text{mm}; d_o = 700\text{mm}; A_s : \# \emptyset 8 \text{ c}/150\text{mm}$$



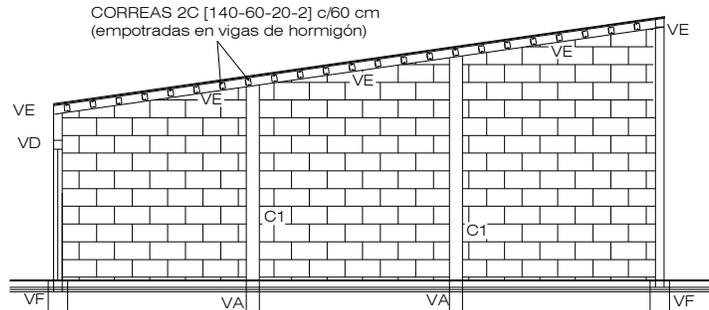
4.2.1.14. Cimiento corrido de hormigón ciclópeo bajo muros (Hormigón: H-8)

El detalle del cimiento corrido bajo muro se indica a continuación.

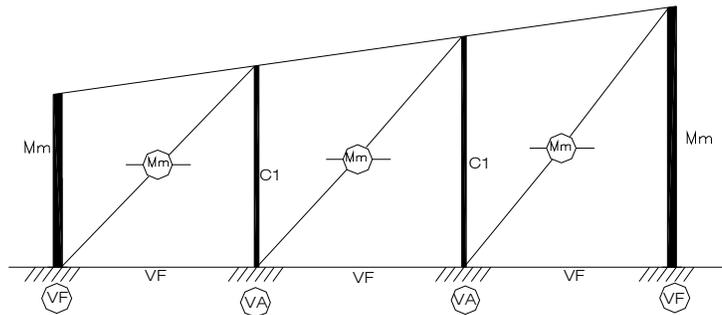


4.2.2. Caso B): Muro simplemente apoyado en los dos bordes verticales (columnas)

Considerando este esquema de trabajo del muro, se modificará también el criterio asumido para las dimensiones y propiedades mecánicas del muro, que en este caso serán:



Vista y estructura del muro de mojinete



Esquema de cálculo adoptado

(Cap. 7., PR501) • **Propiedades mecánicas del muro:**

Altura : $h = 4700\text{mm}$ (En este caso está representada por la longitud entre apoyos verticales del muro)

Longitud : $L = 6000\text{mm}$ (En este caso es la altura del muro)

Espesor : $e = 170\text{mm}$

Radio de giro : $r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 0,289e = 49,1\text{mm}$

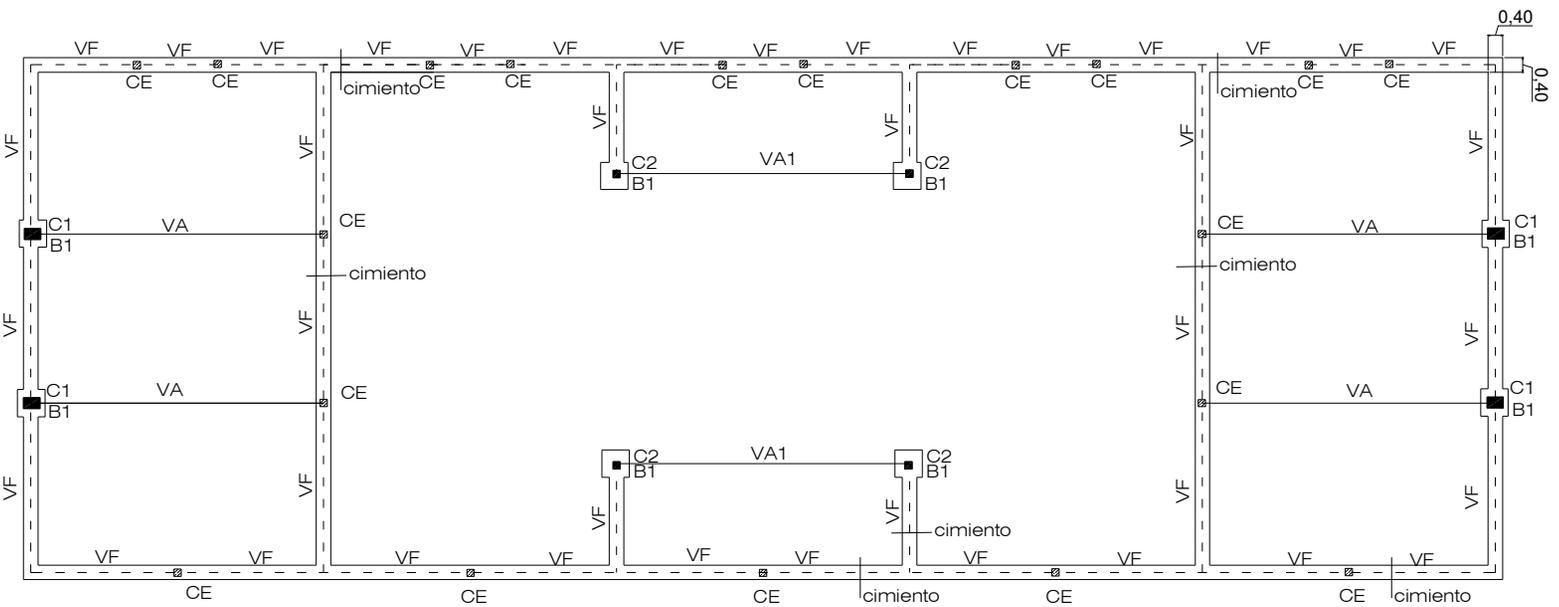


Figura 4 G: PLANTA ESTRUCTURA DE FUNDACIONES

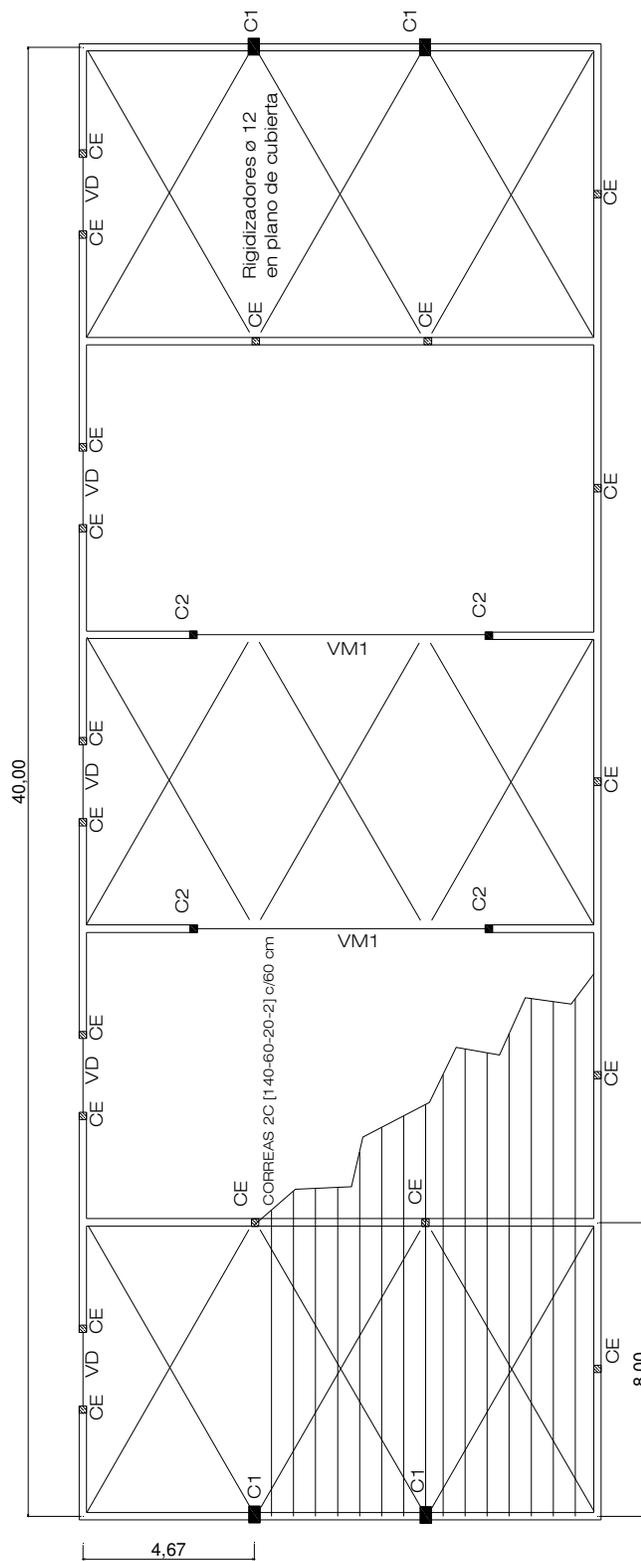


Figura 5 G: PLANTA ESTRUCTURA DE TECHO

(9.1.6.3., PR501)

- **Verificación de la resistencia axial nominal de los elementos de mampostería simple (P_n)**

Para una relación: $h/r = 95 < 99$

Con estas características, la resistencia axial nominal de los elementos de mampostería simple resulta:

$$P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right\} = 476528 \text{ N} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$A_{n(1)} = 799000 \text{ mm}^2 \quad (\text{Área transversal neta (horizontal) de la mampostería [mm}^2])$$

$$f'_m = 1,75 \text{ MPa} \quad (\text{Resistencia característica a la compresión – Mortero de resistencia normal)- sección neta -}$$

(9.1.6.4., PR501)

- **Verificación de la resistencia nominal al corte (V_n)**

Deberá ser la menor de las siguientes:

$$a) \quad 0,3 A_{n(2)} \sqrt{f'_m} = 404800 \text{ N}$$

$$b) \quad 2 A_{n(2)} = 2040000 \text{ N}$$

siendo:

$$A_{n(2)} = 1020000 \text{ mm}^2 \quad (\text{Área transversal neta (vertical) de la mampostería [mm}^2])$$

Se determina el corte actuante en el muro debido a la carga de viento (no mayorada), y se lo compara con el menor de los valores antes definidos.

$$\text{Presión de viento en mojinetes: } p_w^m = 1,12 \times 47,7 \text{ kg/m}^2 = 53,4 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga actuante: } V = 53,4 \text{ kg/m}^2 \times 6 \text{ m} \times 4,7 \text{ m} = 15059 \text{ N} < a)$$

“Se verifica que este muro no necesitaría armadura de refuerzo para soportar las cargas actuantes”, sin embargo, se deberá verificar las deformaciones límites del mismo.

(Cap. 9., PR501)

4.2.2.1. Diseño por resistencia de la mampostería

(9.1.1., PR501)

El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de mampostería, puede expresarse de la siguiente forma:

- **Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida**

$$\phi S_n = U$$

Donde la resistencia requerida U proviene de las combinaciones de estados de cargas mayoradas, afectadas por los correspondientes factores de carga.

(9.1.2., PR501)

4.2.2.2. Resistencia requerida

Las combinaciones de cargas mayoradas para el caso en estudio son las siguientes:

$$U1 = 1,4 D$$

$$U2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 S$$

$$U3 = 1,2 D + 1,6 S + L$$

$$U4 = 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W$$

$$U5 = 1,2 D + 1,6 W + 0,5 L + S$$

$$U6 = 0,9 D + 1,6 W$$

(9.1.4., PR501)

4.2.2.3. Factores de reducción de resistencia

- ✓ Mampostería reforzada con armadura distribuida (M + P)

$$\phi = 0,9$$

- ✓ Mampostería simple (sin armar) – (M + P)

$$\phi = 0,6$$

- ✓ Corte; anclajes y empalmes.

$$\phi = 0,8$$

Se adopta una armadura con las siguientes características:

$$A_{sh} = 2 \varnothing 4,2 \text{ c}/40 \text{ cm}$$

$$\text{Estribos} = 3 \varnothing 4,2 \text{ por metro}$$

$$A_s \text{ vertical (concentrada en los elementos de borde verticales: "columnas")}$$

4.2.2.4. Determinación de las cargas de diseño (mayoradas)

- **Análisis de cargas**

Cargas Permanentes:

Chapa CINCALUM N° 24	7 kg/m ²
Aislamiento (ISOLANT)	5 kg/m ²
Peso de las correas	15 kg/m ²
Total	27 kg/m ²
Sobrecarga de mantenimiento	30 kg/m ²

$$\text{Carga de Viento (succión)} \quad - 59 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga de nieve} \quad 30 \text{ kg/m}^2$$

$$U1 = 1,4 D = 37,8 \text{ kg/m}^2$$

$$U2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 S = 47,4 \text{ kg/m}^2$$

$$U3 = 1,2 D + 1,6 S + L = 80,4 \text{ kg/m}^2$$

$$U4 = 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W = 21,4 \text{ kg/m}^2$$

$$U5 = 1,2 D + 1,6 W + 0,5 L + S = 3,4 \text{ kg/m}^2$$

$$U6 = 0,9 D + 1,6 W = - 34,7 \text{ kg/m}^2 \text{ (succión)}$$

La sollicitación más desfavorable resulta de la combinación **U3**.

(9.1.5., PR501) 4.2.2.5. Mampostería reforzada con armadura distribuida

(9.1.5.4.1., PR501) • Resistencia nominal de la mampostería

$$P_n = 0,8 \left[0,8 f'_m (A_{n(1)} - A_s) + f_y A_s \left(1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right) \right] = 479079 \text{ N}$$

donde:

$$f'_m = 1,75 \text{ MPa}$$

$$A_{n(1)} = (170 \text{ mm} \times 4700 \text{ mm}) = 799000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 27 \text{ mm}^2 \text{ (sección de una capa horizontal de armadura)}$$

$$f_a = \left(\frac{h}{140r} \right)^2 = 0,47$$

$$P_u = 0,000804 \text{ MPa} \times 4000 \text{ mm} \times 4700 \text{ mm} = 15115 \text{ N}$$

(9.1.5.4.1.2., PR501) • Valores límites de la resistencia nominal al corte

$$V_n = V_m + V_s$$

$$a) \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \leq 0,25$$

$$(V_n) \leq 0,5 A_{n(2)} \sqrt{f'_m}$$

$$b) \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \geq 1 ; \left(\frac{1,12 \times 0,000477 \times 4700^2 / 8}{(1,12 \times 0,000477 \times 4700 / 2) 170} \right) = 8,82$$

$$(V_n) \leq 0,3 A_{n(2)} \sqrt{f'_m} = 404800 \text{ N}$$

donde:

$$A_{n(2)} : (170 \text{ mm} \times 6000 \text{ mm}) = 1020000 \text{ mm}^2 \text{ (área vertical del muro)}$$

M : momento máximo en la sección considerada (bajo cargas de servicio) (Nmm)

V : corte máximo en la sección considerada (bajo cargas de servicio) (N)

d_v : altura real de la mampostería en la dirección considerada de corte (mm)

(9.1.5.4.1.2.1., PR501)

- **Resistencia Nominal al corte proporcionada por la mampostería**

El valor del término $\left(\frac{M}{Vd_v}\right)$ a aplicar en la siguiente expresión, será como máximo igual a 1.

$$V_m = 0,083 \left[4,0 - 1,75 \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \right] A_{n(2)} \sqrt{f'_m} + 0,25P = 254667N$$

(9.1.5.4.1.2.2., PR501)

- **Resistencia Nominal al corte proporcionada por la armadura**

$$V_s = 0,5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v = 1460N$$

- **Resistencia Nominal al corte total**

$$V_n = V_m + V_s = 256127N \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$\text{Carga axial : } P = 10716N$$

$$\text{Separación de la armadura : } s = 330mm$$

$$\text{Área transversal de la armadura de corte : } A_v = 13,5mm^2$$

$$V_n = 256127 N < 0,3A_{n(2)}\sqrt{f'_m} = 404800 N$$

(9.1.5.5., PR501)

4.2.2.6. Cálculo de momentos y deformaciones

(9.1.5.5.1., PR501)

Todas las solicitaciones están calculadas considerando al muro como simplemente apoyado en sus bordes verticales (columnas).

(9.1.5.5.2., PR501)

Para muros con tensiones axiales mayoradas menores o iguales a $0,05 f'_m$

$$\left(\frac{P_u}{A_g} \right) \leq 0,05f'_m$$

donde:

Carga axial mayorada : $P_u = 15115 \text{ N}$

Área transversal bruta de la mampostería : $A_g = 799000 \text{ mm}^2$

$$0,019 < 0,0875$$

El momento mayorado M_u a la mitad de la altura del muro deberá calcularse como:

$$M_u = \frac{w_u l^2}{8} + P_{uf} \frac{e_u}{2} + P_u \delta_u$$

$$M_u = \frac{5,13 \times 4700^2}{8} + 15115 \frac{42,5}{2} + 15115 \times 6,94 = 14591304 \text{ Nmm}$$

donde:

w_u : carga uniformemente distribuida, mayorada, fuera del plano (N/mm)

$$w_u = 0,000477 \text{ N} / \text{mm}^2 \times 1,12 \times 1,6 \times 6000 \text{ mm} = 5,13 \text{ N} / \text{mm}$$

$$P_u = P_{uw} + P_{uf} = 15115 \text{ N}$$

e_u : excentricidad de P_{uf} (mm)

δ_u = deformación debida a las cargas mayoradas = 6,94 mm

$$\delta_u = \frac{5w_u l^4}{384E_m I_g} = 6,94 \text{ mm}$$

P_{uw} : Peso mayorado del área tributaria del muro en la sección del muro en consideración (N)

$$P_{uw} = 0 \text{ N}$$

I_g : Momento de inercia de la sección vertical bruta

$$I_g = \frac{6000 \text{ mm} \times (170 \text{ mm})^3}{12} = 2456500000 \text{ mm}^4$$

P_{uf} : Cargas mayoradas de las áreas tributarias de piso o techo (N)

$$P_{uf} = 0,000804\text{MPa} \times 4000\text{mm} \times 4700\text{mm} = 15115 \text{ N}$$

La resistencia de diseño para cargas perpendiculares al muro, deberá estar de acuerdo con la siguiente expresión.

$$M_u \leq \phi M_n \quad 14591304 \text{ Nmm} \leq 27226049 \text{ Nmm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = (405 \times 420 + 15115) \left(170 - \frac{13,34}{2} \right) = 30251166 \text{ Nmm}$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0,80 f'_m b} = \frac{(15115 + 405 \times 420)}{0,80 \times 1,75 \times 6000} = 13,34 \text{ mm}$$

Tomando como ancho $b_{\text{del muro}} = 6000 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 405 \text{ mm}^2$

(9.1.5.5.4., PR501) **4.2.2.7. Control de las deformaciones**

La deformación horizontal a la mitad de la altura del muro δ_s deberá limitarse por la siguiente expresión:

$$\delta_s \leq 0,007 h = 32,9 \text{ mm}$$

Las deformaciones deberán computarse para este caso, mediante la siguiente ecuación, considerando para las mismas el efecto P-delta.

• **Momento crítico**

$$M_{cr} = S_n f_r = 14450000 \text{ Nmm}$$

donde:

S_n : Módulo resistente del área neta de un elemento

$$S_n = 6000 \times 170 \times 170 / 6 = 28900000 \text{ mm}^3$$

f_r : **Módulo de rotura o resistencia a tracción por flexión**

$$f_r = 0,5 \text{ MPa}$$

- **Momento de servicio a la mitad de la altura del muro incluyendo el efecto P-delta (Nmm)**

$$M_{ser} = \frac{1,12 \times 0,000477 \times 6000 \times 4700^2}{8} + 388 \times 42,5 = 8867511 \text{ Nmm}$$

Para:

$$M_{ser} < M_{cr}$$

$$\delta_s = \frac{5M_{ser}h^2}{48E_m I_g} = 4,34 \text{ mm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$I_g = 2,46 \text{ E9 mm}^4$$

$$E_m = 850 f'_m = 1912,5 \text{ Mpa}$$

Considerando las dimensiones del muro y las condiciones de apoyo asumidas para el mismo, se verifican a continuación los elementos de borde: columnas (apoyos verticales)

“En función del diseño (hipótesis de cálculo) de la estructura propuesta, el muro no necesita, en este caso, viga superior”.

(9.1.5.4.4., PR501) **4.2.2.8. Columnas intermedias (C1) - (h_{C1} = 5,30m)**

Se colocarán columnas cada 4,70m. Se adopta esta dimensión como “longitud del muro”, durante todo el análisis.

Las columnas se supondrán empotradas en su base y libres en capitel, trabajando en voladizo.

La altura máxima de columna definirá las dimensiones mínimas de la sección transversal de las mismas y la sollicitación actuante debida a la reacción de apoyo de la viga superior, definirá la sección y armadura finalmente adoptada:

(9.1.5.4.4.3., PR501)

- **Limitaciones dimensionales**

(d) Ancho $b > 180 \text{ mm}$

(e) Altura de la sección: $180 \text{ mm} < h < (3 b)$

(f) Distancia entre apoyos horizontales: $H < (30 b)$

- **Armadura longitudinal**

Cuantía: $0,0025 A_n < \mu < 0,04 A_n$

$100 \text{ mm}^2 < \mu < 1600 \text{ mm}^2$

- **Armadura transversal (estribos)**

Diámetro mínimo: 6 mm

Separación máxima (la menor de):

$16 \phi A_s$

$48 \phi \text{ Estribo}$

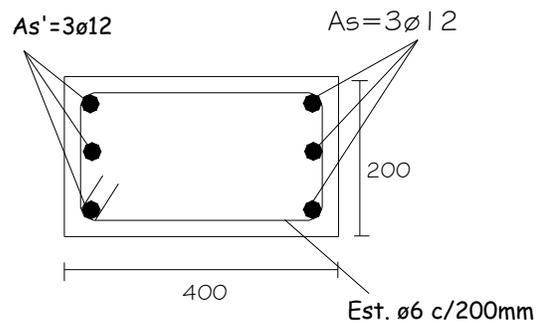
La menor dimensión (h ó b) del elemento.

Se adoptan como dimensiones y armaduras de columnas las siguientes:

$a_x = 400 \text{ mm}; a_y = 200 \text{ mm}$

$A_{s \text{ long}} = 200 \text{ mm}^2 \text{ (6 } \phi 12)$

Estribos = $\phi 6 \text{ c}/200 \text{ mm}$



$$Q_{\text{último}} = 2 \times R_m = 4,02 \text{ N/mm}$$

$$M_{cu} = 72314726 \text{ MPa}$$

$$M_n^c = A_{s1} d f_y = 678 \times 370 \times 420 = 105361200 \text{ MPa (Verifica)}$$

$$0,9M_n^c > M_u \Rightarrow 94825080 \text{ MPa} > 72314726 \text{ MPa}$$

$$Q_u = 24120 \text{ N}$$

$$\tau = 0,38 \text{ MPa} < \tau_r = \frac{2A_{se}f_y}{s \times b} = \frac{2 \times 28 \times 420}{200 \times 200} = 0,59 \text{ MPa}$$

donde:

A_{se} : Sección transversal de una rama de estribo (mm^2)

f_y : Tensión de fluencia del acero (MPa)

s : Separación de estribos (mm)

b : Ancho de la sección del elemento (mm)

4.2.2.9. Muros laterales

4.2.2.9.1. Cargas gravitatorias en muros

En los muros laterales no hay cargas gravitatorias transmitidas por la cubierta. Por lo tanto, la verificación se hará considerando exclusivamente la acción del viento perpendicular al plano del muro.

Una vez obtenidas las cargas actuantes en el muro, lo primero a verificar es la capacidad del muro con mampostería únicamente (sin armadura de refuerzo).

(Cap. 7., PR501)

- **Propiedades mecánicas del muro**

$$\text{Altura : } h_{\text{max}} = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud : } L = 8000 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor : } e = 170 \text{ mm}$$

$$\text{Radio de giro : } r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 0,289e = 49,1 \text{ mm}$$

Para una relación: $L/r = 163 > 99$

(9.1.6.3., PR501) • **Verificación de la resistencia a carga axial (P_n)**

Se considera despreciable la carga axial que actúa sobre este muro, por lo tanto no es necesaria su verificación.

(9.1.6.4., PR501) • **Verificación de la resistencia nominal al corte (V_n)**

Deberá ser la menor de las siguientes:

a) $0,3A_{n(2)}\sqrt{f'_m} = 539733N$

b) $2A_{n(2)} = 2720000 N$

donde:

$A_{n(2)} = 1360000 \text{ mm}^2$ (Área transversal neta "vertical" del muro considerado)

Se determina el corte actuante en el muro debido a la carga de viento (no mayorada), y se lo compara con el menor de los valores antes definidos.

Presión de viento en muros laterales: $1,235 \times 47,7 \text{ Kg/m}^2 = 58,91 \text{ Kg/m}^2$ (Pág. 23)

Carga actuante: $V = 0,000589 \text{ MPa} \times 6000 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm} = 28277 N < a$

De esta manera, se observa que el muro no necesitaría armadura de refuerzo para soportar las cargas actuantes, sin embargo, se deberá verificar las deformaciones límites.

(Cap. 9., PR501) **4.2.2.9.2. Diseño por resistencia de la mampostería**

(9.1.1., PR501)

El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de mampostería, puede expresarse de la siguiente forma:

- **Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida**

$$\phi S_n \geq U$$

donde:

La resistencia requerida U proviene de las combinaciones de estados de cargas mayoradas, afectadas por los correspondientes factores de carga.

(9.1.2., PR501) **4.2.2.9.3. Resistencia requerida**

Las combinaciones de cargas mayoradas para este caso, son las siguientes:

$$U1 = 1,4 D$$

$$U2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 S$$

$$U3 = 1,2 D + 1,6 S + L$$

$$U4 = 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W$$

$$U5 = 1,2 D + 1,6 W + 0,5 L + S$$

$$U6 = 0,9 D + 1,6 W$$

(9.1.4., PR501) **4.2.2.9.4. Factores de reducción de resistencia**

- ✓ Mampostería reforzada con armadura distribuida (M + P)

$$\phi = 0,9$$

- ✓ Mampostería simple (sin armar) – (M + P)

$$\phi = 0,6$$

- ✓ Corte; anclajes y empalmes.

$$\phi = 0,8$$

Se adopta una armadura con las siguientes características:

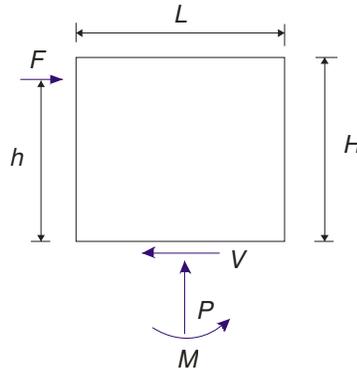
$$A_{sh} = 2 \phi 4,2 \text{ c/40 cm}$$

$$\text{Estribos} = 3 \phi 4,2 \text{ por metro}$$

A_s vertical (concentrada en los elementos de borde verticales: "columnas")

(9.1.5.4.1.2., PR501)

• Resistencia nominal al corte



$$V_n = V_m + V_s$$

donde:

V_n : Resistencia nominal al corte (N)

V_m : Resistencia al corte provista por la mampostería (N)

V_s : Resistencia al corte provista por la armadura de corte (N)

a) $\left(\frac{M}{Vd_v} \right) \leq 0,25$

$$(V_n) \leq 0,5 A_{n(2)} \sqrt{f'_m} = 899556N$$

b) $\left(\frac{M}{Vd_v} \right) \geq 1 \left(\frac{1,235 \times 0,000477 \times 8000^2 / 8}{(1,235 \times 0,000477 \times 8000 / 2)170} \right) = 11,7$

$$(V_n) \leq 0,3 A_{n(2)} \sqrt{f'_m} = 539733N$$

(9.1.5.4.1.2.1., PR501)

• Resistencia nominal al corte, proporcionada por la mampostería

$$V_m = 0,083 \left[4,0 - 1,75 \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \right] A_{n(2)} \sqrt{f'_m} + 0,25P = 335984N$$

(9.1.5.4.1.2.2., PR501)

- **Resistencia nominal al corte, proporcionada por la armadura**

$$V_s = 0,5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v = 1460,4N$$

De este modo, la resistencia nominal al corte V_n resulta:

$$V_n = V_m + V_s = 337444 N < b)$$

(9.1.5.5., PR501)

4.2.2.9.5. Cálculo de momentos y deformaciones

(9.1.5.5.1., PR501)

Todas las solicitaciones están calculadas considerando al muro como simplemente apoyado en sus bordes verticales (columnas).

Para muros con tensiones axiales mayoradas menores o iguales a $0,05 f' m$

$$\left(\frac{P_u}{A_g} \right) \leq 0,05 f' m$$

$$0,0 \leq 0,0875$$

El momento mayorado M_u a la mitad de la altura del muro deberá calcularse como:

$$M_u = \frac{w_u h^2}{8} + P_{uf} \frac{e_u}{2} + P_u \delta_u$$

$$M_u = \frac{5,65 \times 8000^2}{8} = 45200000 \text{ Nmm}$$

donde:

$$P_u = P_{uw} + P_{uf} = 0 N$$

P_{uw} : peso mayorado del área tributaria del muro en la sección del muro en consideración (N)

$$P_{uw} = 0 N$$

P_{uf} : cargas mayoradas de las áreas tributarias de piso o techo (N)

$$P_{uf} = 0 \text{ N}$$

La resistencia de diseño para cargas perpendiculares al muro, deberá estar de acuerdo con la siguiente expresión:

$$M_u \leq \phi M_n; \quad 45200000 \text{ Nmm} > 12625332 \text{ Nmm} \quad (\text{No verifica})$$

donde:

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = (202,5 \times 420 + 0) \left(170 - \frac{10,12}{2} \right) = 14028147 \text{ Nmm}$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0,80 f'_m b}$$

$$a = \frac{(0 + 202,5 \times 420)}{0,80 \times 1,75 \times 6000} = 10,12 \text{ mm}$$

Como la sección de armadura prevista (2 \emptyset 4,2 c/400 mm) no es suficiente, se adopta una nueva sección de: (2 \emptyset 8 c/300 mm)

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = (1000 \times 420 + 0) \left(170 - \frac{50}{2} \right) = 60900000 \text{ Nmm}$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0,80 f'_m b}$$

$$a = \frac{(0 + 1000 \times 420)}{0,80 \times 1,75 \times 6000} = 50 \text{ mm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$45200000 \text{ Nmm} \leq 54800000 \text{ Nmm} \quad (\text{Verifica})$$

4.2.2.9.6. Control de las deformaciones

La deformación horizontal a la mitad de la altura del muro δ_s deberá limitarse por la siguiente expresión:

$$\delta_s \leq 0,007h = 56\text{mm}$$

Las deformaciones deberán computarse para este caso, mediante la siguiente ecuación, considerando para las mismas el efecto P-delta.

- **Momento crítico**

$$M_{cr} = S_n f_r = 20230000\text{Nmm}$$

donde:

$$S_n = 28900000\text{mm}^3$$

$$f_r = 0,7\text{MPa}$$

- **Momento de servicio a la mitad de la altura del muro, incluyendo efectos P-delta (Nmm)**

$$M_{ser} = \frac{1,24 \times 0,000477 \times 6000 \times 8000^2}{8} = 28391040\text{Nmm}$$

Para

$$M_{ser} < M_{cr}$$

$$\delta_s = \frac{5M_{ser}h^2}{48E_m I_g} = 20,16\text{mm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$I_g = 4,91\text{E}9\text{mm}^4$$

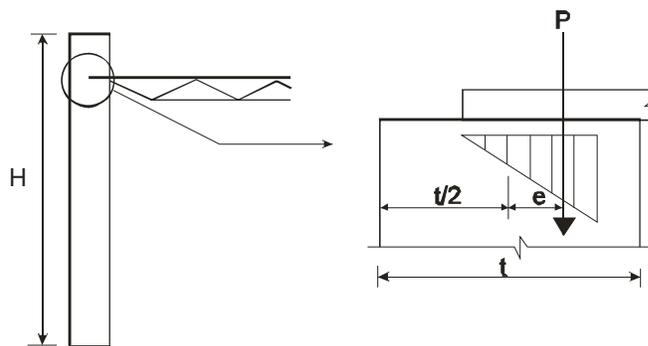
$$E_m = 850\text{f}'m = 1912,5\text{Mpa}$$

4.2.2.10. Muros transversales (apoyos de borde verticales)

Considerando las dimensiones del muro y las condiciones de apoyo asumidas para el mismo, se verifican a continuación los elementos de borde: muros transversales (apoyos verticales).

4.2.2.10.1. Muro transversal - (M2)

Existen muros transversales cada 8000 mm que actúan como apoyos verticales de los muros laterales.



- **Reacción de los muros laterales, por efecto del viento**

$$F_u = 2 \times R_{ml}^u = 45242 \text{ N}$$

- **Carga gravitatoria sobre muros transversales**

$$P/m = 2 \times R_{k1} / 0,6 \text{ m} = 456 \text{ Kg/m}$$

$$P = 4560 \text{ N/m} \times 3 \text{ m} = 13680 \text{ N}$$

(Cap. 7., PR501)

- **Propiedades mecánicas del muro**

$$\text{Altura : } h_{max} = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud : } L = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor : } e = 170 \text{ mm}$$

$$\text{Radio de giro : } r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 0,289e = 49,1 \text{ mm}$$

Para una relación: $L/r = 61 < 99$

(9.1.6.3., PR501) Con estas características, la resistencia axial nominal P_n de elementos de mampostería simple es:

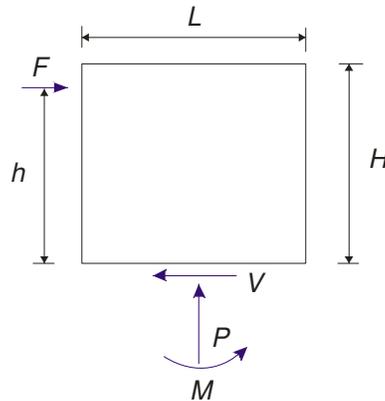
$$P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right\} = 136017 \text{ N} \quad (\text{Verifica})$$

siendo:

$A_{n1} = 510000 \text{ mm}^2$: Área transversal neta (horizontal) de la mampostería [mm^2]

$f'_m = 1,75 \text{ MPa}$: Resistencia característica a la compresión

(9.1.6.4., PR501) • Verificación de la resistencia nominal al corte (V_n)



Deberá ser la menor de las siguientes:

a) $0,3 A_n \sqrt{f'_m} = 202400 \text{ N}$

b) $2 A_n = 1020000 \text{ N}$

Se determina el corte actuante en el muro debido a la carga de viento (no mayorada), y se lo compara con el menor de los valores antes definidos.

La reacción de los muros laterales es: 45242 N . $< a$), de esta manera se verifica que el este muro no necesita armadura de refuerzo para soportar las cargas actuantes.

Sin embargo, se deberán verificar las deformaciones límites del muro.

4.2.2.10.1.1. Cálculo de momentos y deformaciones

Todas las solicitaciones están calculadas considerando al muro como simplemente apoyado en sus bordes verticales.

Para muros con tensiones axiales mayoradas menores o iguales a **0,05 f' m**

$$\left(\frac{P_u}{A_g} \right) \leq 0,05 f' m$$

donde:

$$P_u = (1,2 D + 1,6 L) = 23616 \text{ N} : \text{Carga axial mayorada}$$

$$A_g = 510000 \text{ mm}^2 : \text{Área transversal bruta de la mampostería}$$

$$0,046 < 0,0875$$

El momento mayorado M_u a la mitad de la altura del muro deberá calcularse como:

$$M_u = \frac{w_u l^2}{8} + P_{uf} \frac{e_u}{2} + P_u \delta_u$$

$$M_u = 0 + 23616 \frac{0}{2} + 23616 \times 0 = 0 \text{ Nmm}$$

donde:

w_u : carga uniformemente distribuida mayorada, fuera del plano (N/mm)

$$P_u = P_{uw} + P_{uf} = 23616 \text{ N}$$

e_u : excentricidad de P_{uf} (mm)

δ_u : deformación debida a las cargas mayoradas

$$\delta_u = \frac{5w_u l^4}{384 E_m I_g} = 0$$

P_{uw} : peso mayorado del área tributaria del muro en la sección del muro en consideración (N)

$$P_{uw} = 0 \text{ N}$$

P_{uf} : cargas mayoradas de las áreas tributarias de piso o techo (N)

$$P_{uf} = 23616 \text{ N}$$

(9.1.5.4.4., PR501)

4.2.2.10.2. Columna (C2) del borde interior, del muro transversal M2

Se colocará una columna en el extremo interior del muro, cuya altura es de $H_c = 5,50 \text{ m}$. Ver plantas de estructura.

La columna se supondrá empotrada en su base y libre en capitel, es decir, trabaja en voladizo.

La altura máxima de la columna definirá las dimensiones mínimas de la sección transversal de la misma. Por otra parte, la sollicitación actuante debida a la reacción de apoyo de la viga superior, definirá la sección y armaduras finalmente adoptadas:

(9.1.5.4.4.3., PR501)

- **Limitaciones dimensionales [9.1.5.4.4.3]**

(a) Ancho $b > 180 \text{ mm}$

(b) Altura de la sección: $180 \text{ mm} < h < (3 b)$

(c) Distancia entre apoyos horizontales: $H < (30 b)$

- **Armadura longitudinal**

$$\text{Cuantía: } 0,0025 A_n < \mu < 0,04 A_n$$

$$100 \text{ mm}^2 < \mu < 1600 \text{ mm}^2$$

- **Armadura transversal (estribos)**

Diámetro mínimo: 6 mm

Separación máxima (la menor de):

$$16 \phi A_{sl}$$

$$48 \phi \text{ Estribo}$$

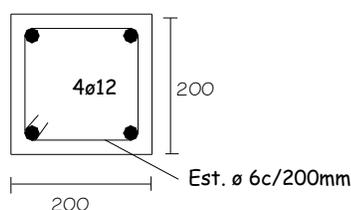
La menor dimensión (h ó b) del elemento.

Se adoptan como dimensiones y armaduras de columnas las siguientes:

$$a_x = 200\text{mm}; a_y = 200\text{mm}$$

$$A_{s \text{ long}} = 200 \text{ mm}^2 \text{ (4 } \phi 12\text{)}$$

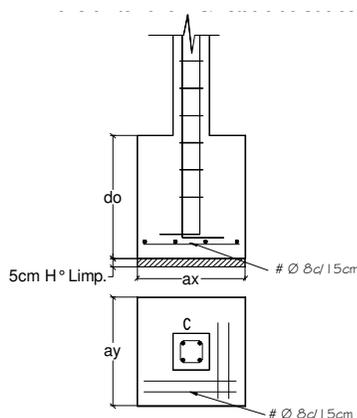
$$\text{Estribos} = \phi 6 \text{ c}/200 \text{ mm}$$



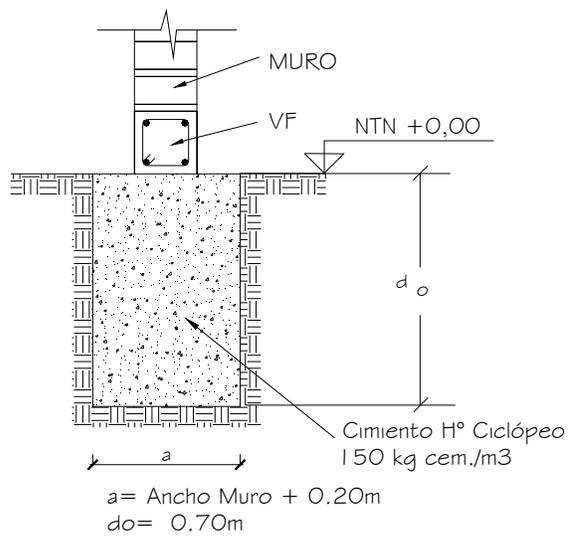
DETALLE COLUMNA C2

4.2.2.10.3. Fundaciones

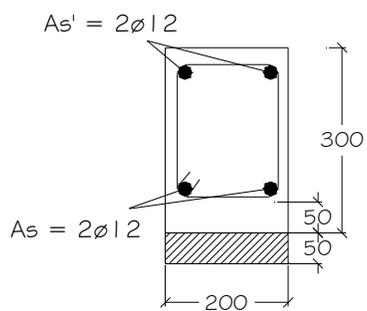
El presente trabajo no pretende desarrollar el cálculo de la estructura de fundación. Por lo tanto, sólo se incluye un esquema de los elementos de hormigón armado que conforman la misma.



DETALLE DE BASE CENTRADA DE HORMIGÓN ARMADO

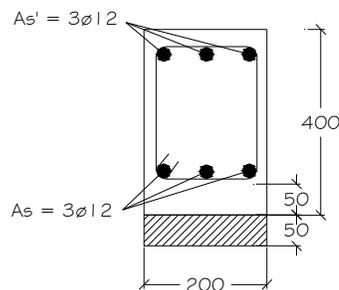


DETALLE DE CIMIENTO BAJO MUROS



Estribos: $\varnothing 6c/200\text{mm}$

DETALLE DE VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO "VA1"



Estribos: $\varnothing 6c/200\text{mm}$

DETALLE DE VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO "VA"

EJEMPLO 2: EDIFICIO PARA APART HOTEL

Esta construcción se emplazará en la localidad de Bahía Blanca, provincia de Buenos Aires. La planta general, vistas y cortes se detallan en las figuras 1.E5P, 2.E5P y 3.E5P; mientras que las estructuras de fundaciones, entresijos y de techo se indican en las figuras 4.E5P, 5.E5P y 6.E5P.

Este edificio consta de una planta baja y cuatro pisos altos, destinado a Apart Hotel. La estructura resistente está conformada por muros de mampostería de ladrillos cerámicos macizos dispuestos en todo el perímetro. Los muros transversales son del mismo material.

La estructura de techo está conformada por losas macizas de hormigón armado que apoyan en los muros perimetrales y/o transversales interiores, y en vigas de hormigón armado que apoyan en columnas del mismo material.

La estructura de fundación está conformada por una zapata corrida de hormigón armado combinada con zapatas aisladas superficiales de hormigón armado. Las zapatas aisladas están vinculadas por vigas de arriostramiento "VA y VA1 (ver plantas de estructuras y detalles).

Los coeficientes adoptados para la evaluación de las solicitaciones actuantes, según los efectos de cargas gravitatorias, viento y sobrecargas; han sido determinados considerando tanto las características del lugar como las propias de la estructura.

Los distintos estados a los que se espera que la obra se encuentre sometida son:

9. Cargas gravitatorias + Sobrecarga

10. Cargas gravitatorias + Viento (en diferentes direcciones)

(4.2., PR501)

1. ANÁLISIS DE VIENTO

La acción del viento ha sido determinada empleando el Reglamento CIRSOC 102 actualmente en vigencia en todo el territorio nacional. No se utilizó el actual Proyecto de Reglamento CIRSOC 102, debido a que aún se encuentra en discusión pública.

• Dimensiones del edificio:

▪ $a = 45 \text{ m}$.

▪ $b = 19 \text{ m}$

▪ $h = 16,5 \text{ m}$

▪ $\alpha = 0^\circ$

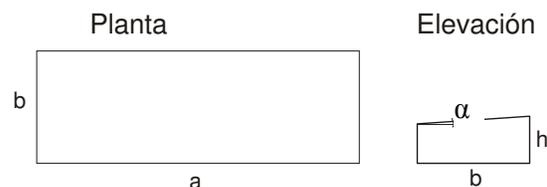
$\beta = 28,5 \text{ m/s}$.

$C_p = 1,65$ (bajo factor de ocupación)

$V_o = 47 \text{ m/s}$.

$Q_o = 136 \text{ kg/m}^2$

▪ Rugosidad "entre Tipo III" \longrightarrow (Zona urbana) $C_z = 0,675$



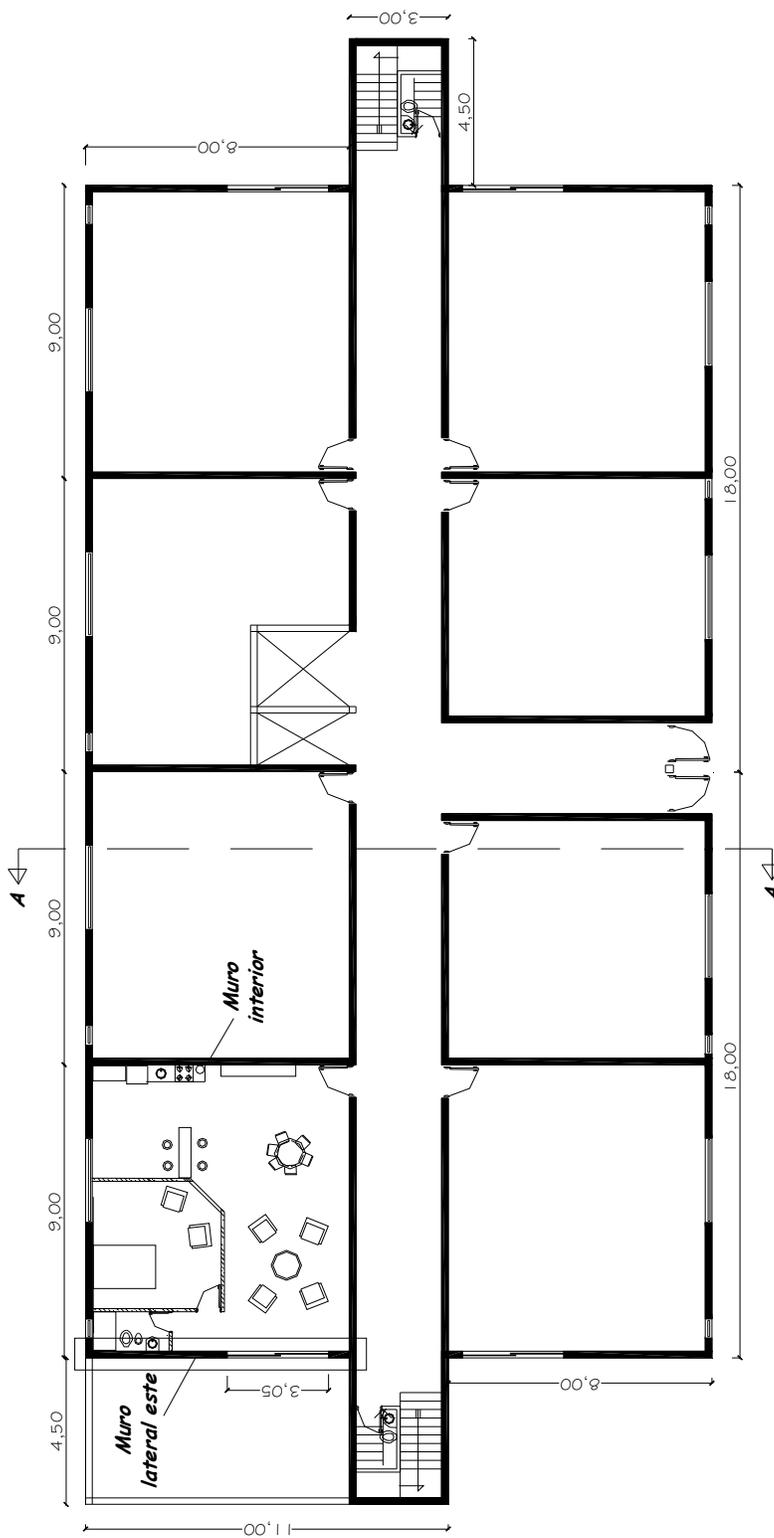


Figura 1 E5P: PLANTA GENERAL - PLANTA BAJA

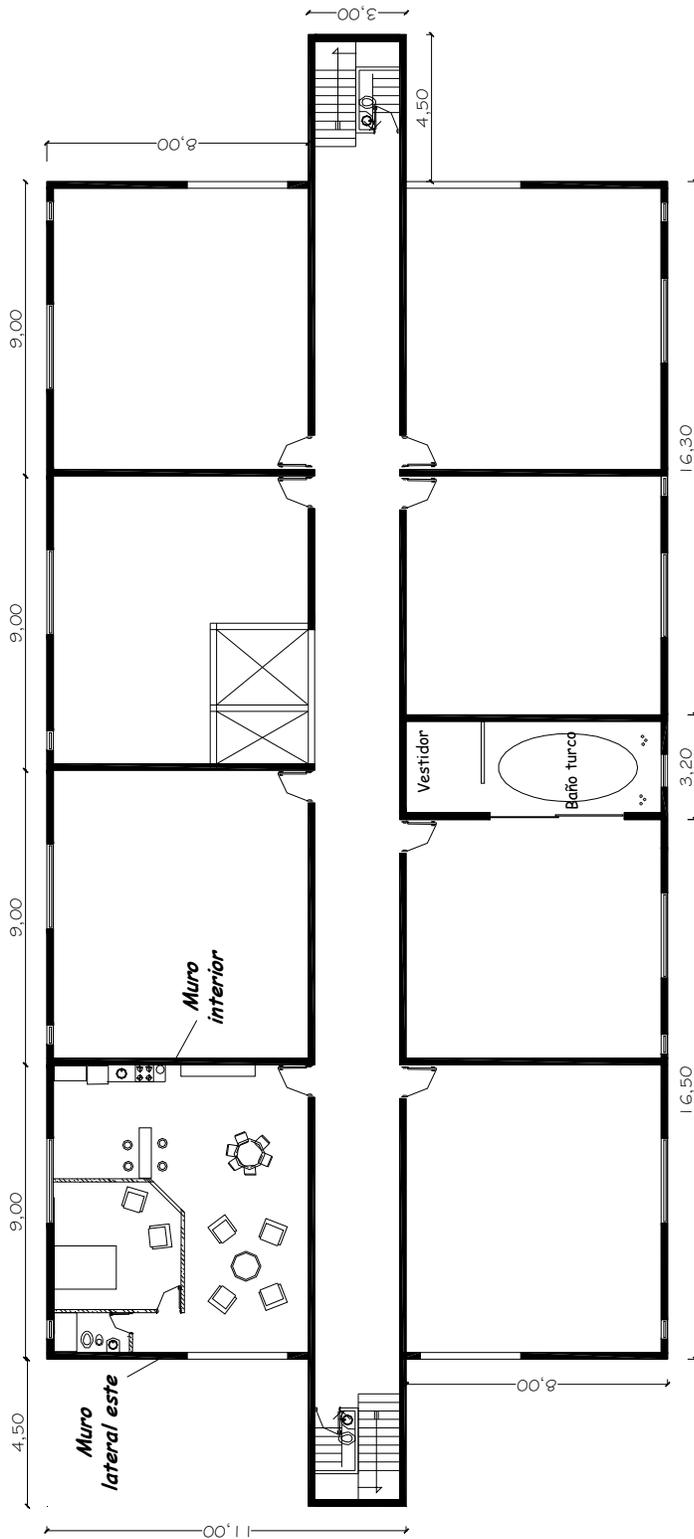


Figura 2 E5P: PLANTA GENERAL TIPO - 1º a 4º PISO

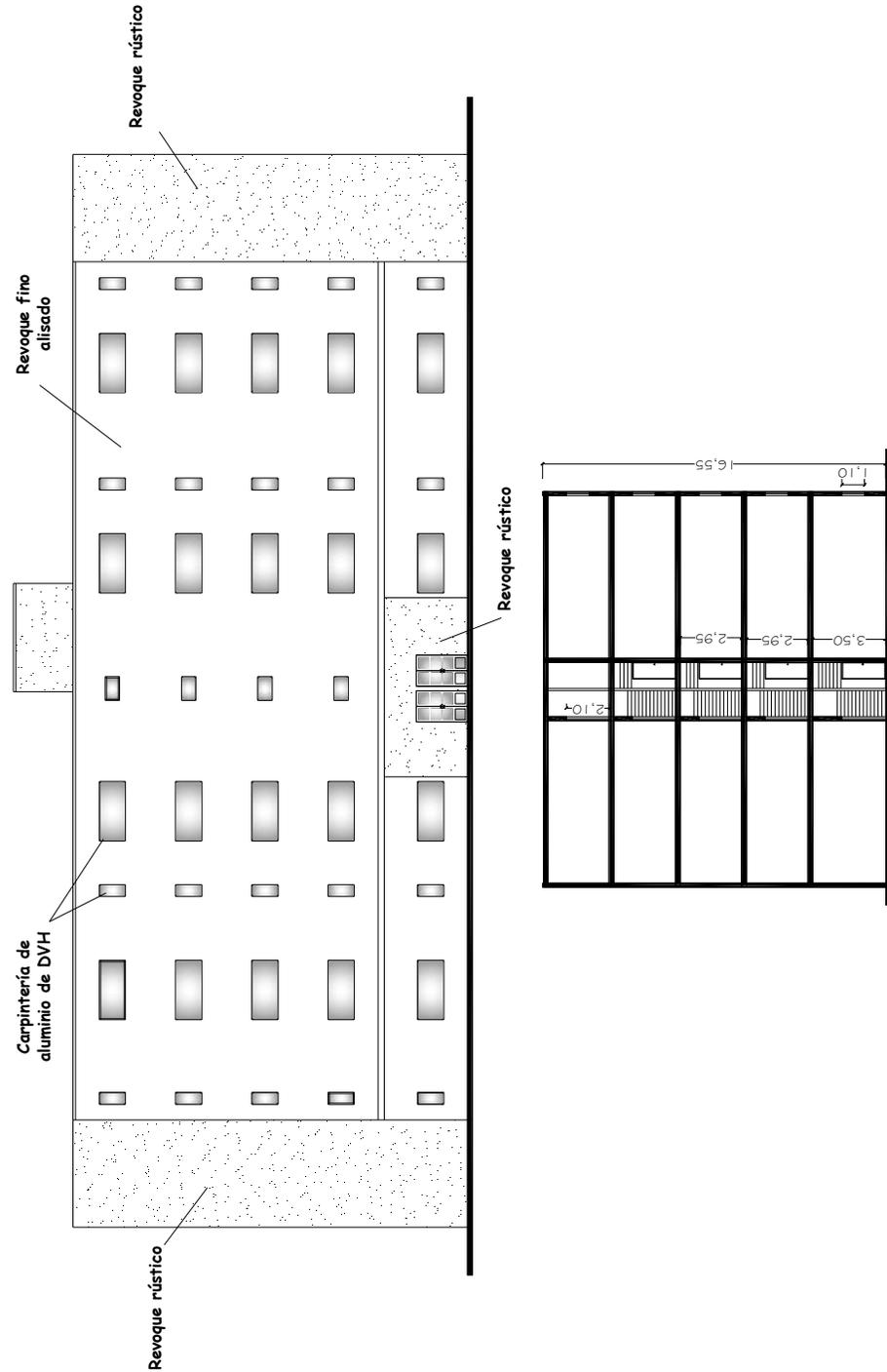


Figura 3.E5P: FACHADA PRINCIPAL Y CORTE A - A

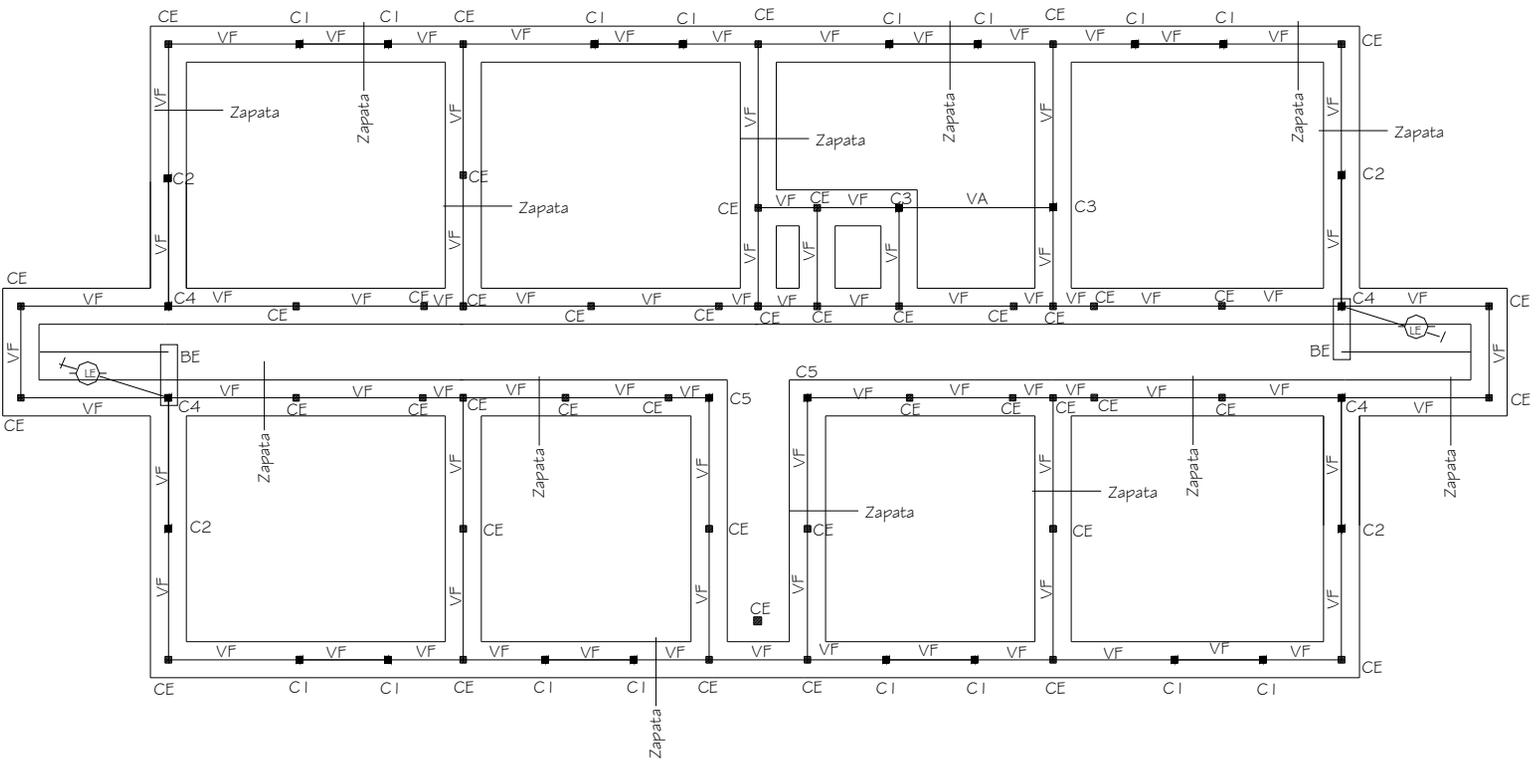


Figura 4.ESP: PLANTA ESTRUCTURA DE FUNDACIONES

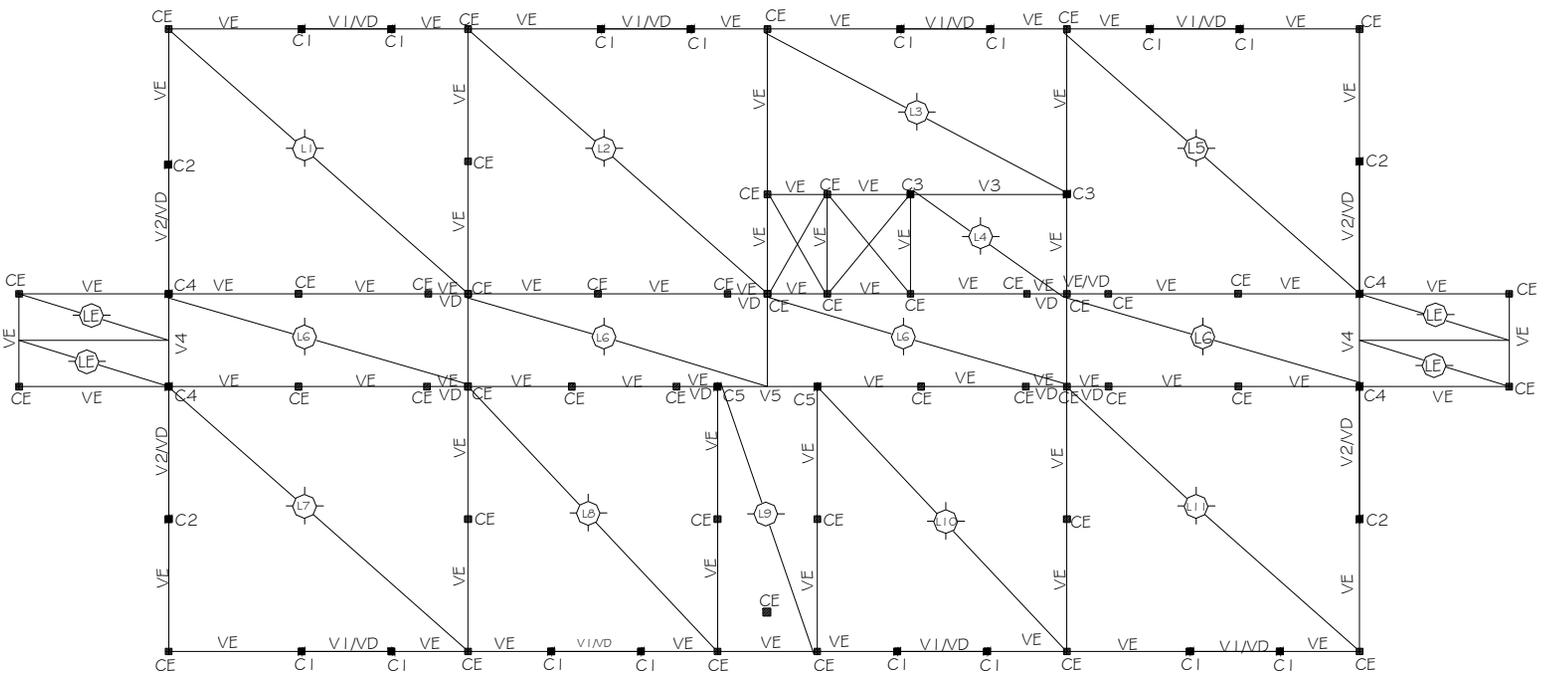


Figura 5.E5P: ESTRUCTURA SOBRE PLANTA BAJA

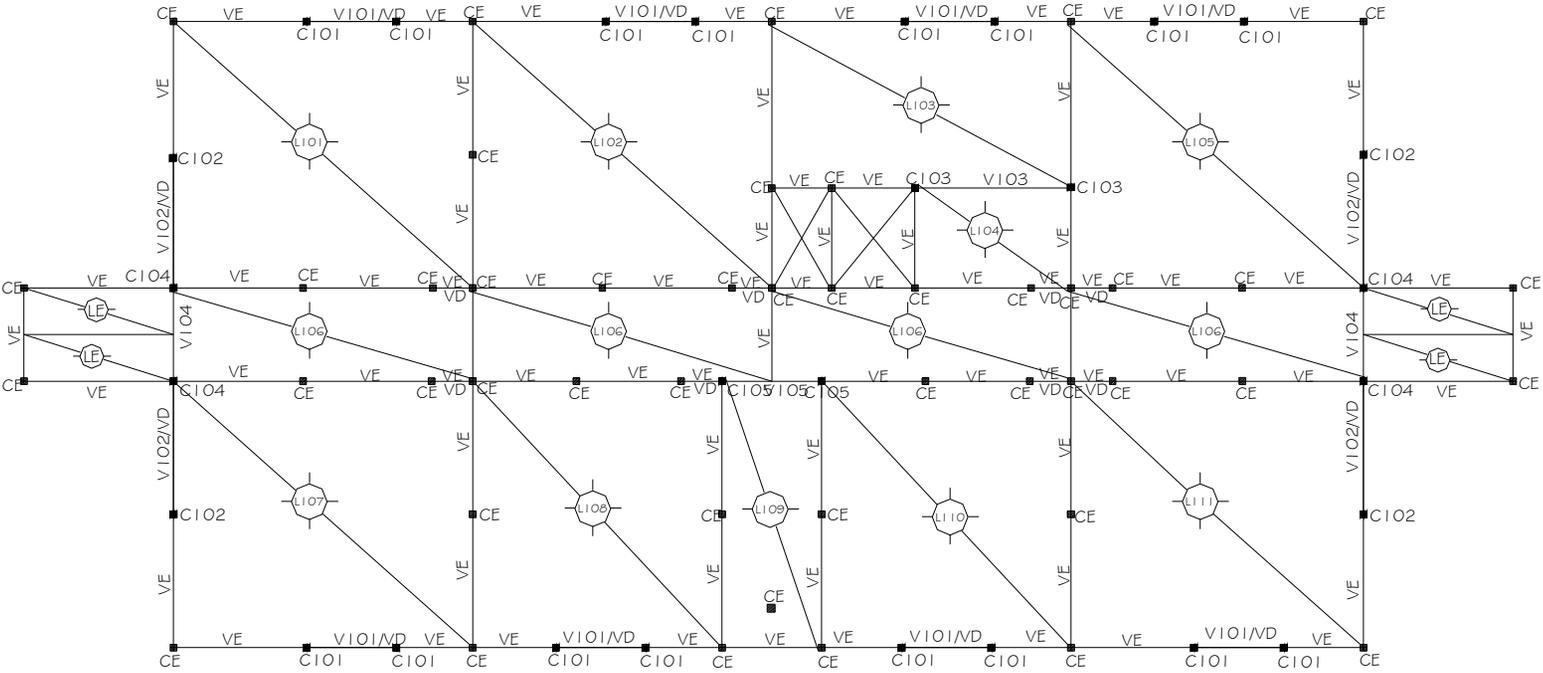


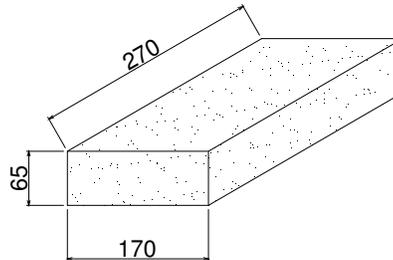
Figura 6 ESP: ESTRUCTURA SOBRE PLANTAS 1º a 4º PISO

Resistencia característica a la compresión mínima: $f'_u = 5,0\text{MPa}$

Espesor del mampuesto: $e = 170\text{mm}$

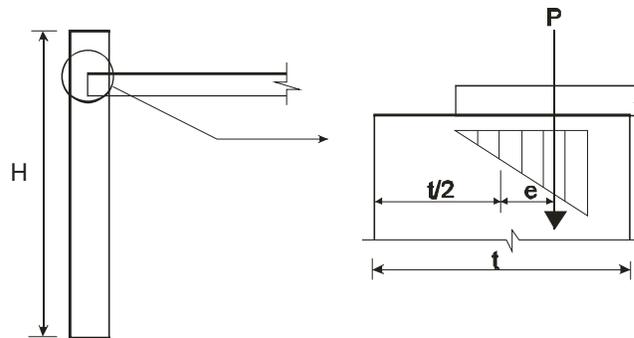
Longitud del mampuesto: $l_m = 270\text{mm}$

Altura del mampuesto: $h_m = 65\text{mm}$



2.1. MURO PERIMETRAL ESTE (P. B.)

2.1.1. Carga gravitatoria en los muros de los distintos pisos



- **Carga gravitatorias por mm**

- $P_{4^{\circ}P} = R_{L401} = 21,04\text{N} / \text{mm}$

- $P_{3^{\circ}P} = P_{4^{\circ}P} + P_{\text{muro}(4^{\circ}P)} + R_{L301}$

$$P_{3^{\circ}P} = 21,04\text{N} / \text{mm} + 170\text{mm} \times 0,000016\text{N} / \text{mm}^3 \times 3000\text{mm} + 20,25\text{N} / \text{mm}$$

$$P_{3^{\circ}P} = 49,45\text{N} / \text{mm}$$

- $P_{2^{\circ}P} = P_{3^{\circ}P} + P_{\text{muro}(3^{\circ}P)} + R_{L201}$

$$P_{2^{\circ}P} = 49,45 \text{ N/mm} + 8,16 \text{ N/mm} + 20,25 \text{ N/mm} = 77,86 \text{ N/mm}$$

$$\circ P_{1^{\circ}P} = P_{2^{\circ}P} + P_{\text{muro}(2^{\circ}P)} + R_{L101}$$

$$P_{1^{\circ}P} = 77,86 \text{ N/mm} + 8,16 \text{ N/mm} + 20,25 \text{ N/mm} = 106,27 \text{ N/mm}$$

$$P_{PB} = P_{1^{\circ}P} + P_{\text{muro}(1^{\circ}P)} + R_{L4}$$

$$\circ P_{PB} = 106,27 \text{ N/mm} + 8,16 \text{ N/mm} + 20,25 \text{ N/mm} = 134,7 \text{ N/mm}$$

• **Cargas gravitatorias totales en muros:**

$$\circ P_{4^{\circ}P} = P_{4^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000 \text{ mm} = 168320 \text{ N}$$

$$\circ P_{3^{\circ}P} = P_{3^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000 \text{ mm} = 395600 \text{ N}$$

$$\circ P_{2^{\circ}P} = P_{2^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000 \text{ mm} = 622880 \text{ N}$$

$$\circ P_{1^{\circ}P} = P_{1^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000 \text{ mm} = 850160 \text{ N}$$

$$\circ P_{PB} = P_{PB} / \text{mm} \times 8000 \text{ mm} = 1077440 \text{ N}$$

Una vez obtenidas las cargas actuantes en el muro, lo primero a verificar es la capacidad del muro con mampostería simple (sin armadura de refuerzo).

(7.3.,PR501)

• **Propiedades mecánicas del muro:**

$$\text{Altura : } h_{\text{max}} = 4500 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud : } L_{\text{muro}} = 80000 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor : } e = 170 \text{ mm}$$

$$\text{Radio de giro : } r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 0,289e = 49,1 \text{ mm}$$

$$\text{Para una relación: } h/r = 92 < 99$$

(9.1.6.3., PR501)

Con esta característica, la resistencia axial nominal de elementos de mampostería simple en **Planta Baja** es:

$$P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right\} = 870426 \text{ N}$$

No verifica

donde:

$$A_n = 1360000 \text{ mm}^2 \quad (\text{Área transversal neta de la mampostería [mm}^2])$$

$$f'_m = 1,75 \text{ MPa} \quad (\text{Resistencia característica a la compresión)- sección neta}$$

Con esta característica, la resistencia axial nominal de elementos de mampostería simple en 1° Piso es:

$$P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right\} = 1233078 \text{ N} \quad \text{Verifica}$$

Siendo:

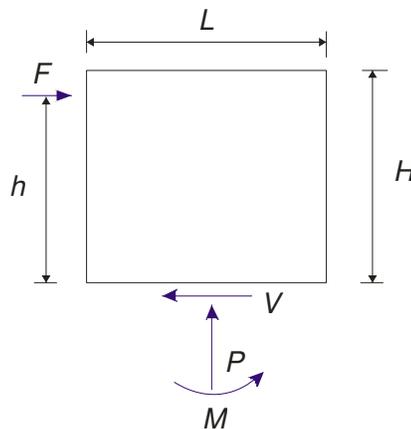
$$A_n = 1360000 \text{ mm}^2 \quad (\text{Área transversal neta de la mampostería [mm}^2])$$

$$f'_m = 1,75 \text{ MPa} \quad (\text{Resistencia característica a la compresión)- sección neta}$$

“Lo anterior indica que, a partir del 1° piso, todos los muros verifican a carga axial con las características antes definidas. Por lo tanto, el único nivel en que se deberá redimensionar los muros es Planta Baja”.

(9.1.5.4.1.2., PR501)

- Verificación de la resistencia nominal al corte (V_n)



Deberá ser la menor de las siguientes:

$$a) \quad 0,3 A_n \sqrt{f'_m} = 539733 \text{ N}$$

$$b) 2A_n = 2720000 \text{ N}$$

Se determina el corte actuante en el muro de planta baja, debido a la carga de viento (no mayorada),

Y se lo compara con el menor de los valores antes definidos.

$$\text{Presión de viento en mojinetes: } p_w^m = 1,05 \times 74,1 \text{ kg/m}^2 = 77,81 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga actuante: } V = 77,81 \text{ kg/m}^2 \times 4,5 \text{ m} \times 8 \text{ m} = 28010 \text{ N} < a)$$

Queda verificado así, que este muro no necesitaría armadura de refuerzo para soportar las cargas de corte actuantes.

Sin embargo, se deberán verificar las deformaciones límites del muro.

Por otro lado, debido a que el muro analizado de Planta Baja no verifica a carga axial, se presentan dos posibles alternativas para mejorar su comportamiento:

A) - Reforzar el muro con armadura distribuida.

B) - Aumentar el espesor del muro.

(9.1.1.,PR501)

2.1.1.1. Diseño por resistencia

El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de mampostería, puede expresarse de la siguiente forma:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida}$$

$$\phi S_n = U$$

donde:

La resistencia requerida U proviene de las combinaciones de estados de cargas mayoradas, afectadas por los correspondientes factores de carga.

(9.1.2.,PR501)

2.1.1.2. Resistencia requerida

Las combinaciones de cargas mayoradas para el caso en estudio son las siguientes:

$$U1 = 1,4 D$$

$$U2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 S$$

$$U3 = 1,2 D + 1,6 S + L$$

$$U4 = 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W$$

$$U5 = 1,2 D + 1,6 W + 0,5 L + S$$

$$U6 = 0,9 D + 1,6 W$$

(9.1.4.,PR501)

2.1.1.3. Factores de reducción de resistencia

- ✓ Mampostería reforzada con armadura distribuida (M + P)

$$\emptyset = 0,9$$

- ✓ Mampostería simple (sin armar) – (M + P)

$$\emptyset = 0,6$$

- ✓ Corte; anclajes y empalmes.

$$\emptyset = 0,8$$

Se adopta una armadura con las siguientes características:

$$A_{sh} = 2 \emptyset 8 \text{ c/40 cm}$$

$$\text{Estribos} = 3 \emptyset 4,2 \text{ por metro}$$

A_s vertical (está concentrada en los elementos de borde verticales: "columnas")

Se adopta una armadura con las siguientes características:

$$A_{sh} = 2 \emptyset 8 \text{ c/40 cm}$$

$$\text{Estribos} = 3 \emptyset 4,2 \text{ por metro}$$

2.1.1.4. Determinación de las cargas de diseño (mayoradas)

$$U_1 = 1,4D$$

$$U_2 = 1,2D + 1,6L$$

• **Carga gravitatoria en muro por mm**

Losa	Perm. (D)	Sobrec (L)	R Comb, 1	R Comb, 2	P muro sup,	Q muro (1)	Q muro (2)
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)
L401	68,5	25	21,58	27,5		21,6	27,5
L301	60	30	18,9	27	8,16	51,9	64,3
L201	60	30	18,9	27	8,16	82,2	101,1
L101	60	30	18,9	27	8,16	112,5	137,9
L1	60	30	18,9	27	8,16	142,9	174,7

La sollicitación más desfavorable resulta de la combinación (2).

• **Cargas gravitatorias totales en muros:**

- $P_{4^{\circ}P} = P_{4^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000 \text{ mm} = 220000 \text{ N}$
- $P_{3^{\circ}P} = P_{3^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000 \text{ mm} = 514400 \text{ N}$
- $P_{2^{\circ}P} = P_{2^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000 \text{ mm} = 808800 \text{ N}$
- $P_{1^{\circ}P} = P_{1^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000 \text{ mm} = 1103200 \text{ N}$
- $P_{PB} = P_{PB} / \text{mm} \times 8000 \text{ mm} = 1397600 \text{ N}$

(Cap.7., PR501)

• **Propiedades mecánicas del muro de P. Baja**

Altura : $h_{max} = 4500 \text{ mm}$

Longitud : $L_{muro} = 8000 \text{ mm}$

Espesor : $e = 170 \text{ mm}$

Radio de giro : $r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 0,289e = 49,1 \text{ mm}$

Para una relación: $h/r = 92 < 99$

(9.1.5.4.1., PR501)

Con esta característica, la resistencia axial nominal de elementos de mampostería resulta:

$$P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f'_m (A_n - A_s) + f_y A_s \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right\} = 888869 \text{ N}$$

donde:

$$A_n = 170 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm} = 1360000 \text{ mm}^2 \text{ \textit{Área transv. neta de la mampostería [mm}^2\text{]}}$$

$f'_m = 1,75 \text{ MPa}$ (Resistencia característica a la compresión)- sección neta

$$A_s = 100 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 888869 \text{ N} < P_{u(PB)} = 1397600 \text{ N}$$

No verifica

“Considerando que la resistencia del muro a carga axial no es suficiente, inclusive con la armadura que se ha incorporado, se deberá aumentar el espesor del mismo o la calidad del mortero con que se está utilizando”.

- **Propiedades mecánicas del muro adoptado de P. Baja (aumento de espesor)**

$$\text{Altura : } h_{\max} = 4500 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud : } L_{\text{muro}} = 80000 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor : } e = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Radio de giro : } r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 0,289e = 72,3 \text{ mm}$$

$$\text{Para una relación: } \frac{h}{r} = 62 < 99$$

Con esta característica, la resistencia axial nominal de elementos de mampostería resulta:

$$P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f'_m (A_n - A_s) + f_y A_s \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right\} = 1823337 \text{ N}$$

donde:

$$A_n = 250 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm} = 2000000 \text{ mm}^2 \text{ \textit{Área transv. neta de la mampostería [mm}^2\text{]}}$$

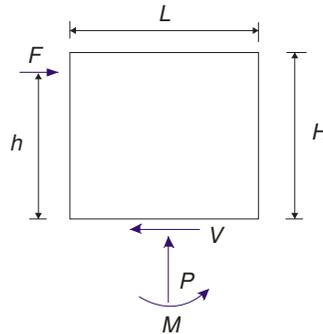
$f'_m = 1,75 \text{ MPa}$ (Resistencia característica a la compresión)- sección neta

$$A_s = 100 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 1823337 \text{ N} > P_{u(PB)} = 1397600 \text{ N}$$

Verifica

(9.1.5.4.1.2., PR501) • **Resistencia Nominal al Corte**



$$V_n = V_m + V_s$$

En este caso, esta verificación no es necesaria, ya que se ha verificado anteriormente (ver pag. 71) que la mampostería simple (sin armar) tiene capacidad suficiente para resistir la sollicitación de corte actuante.

(9.1.5.5., PR501) **2.1.1.5. Cálculo de momentos y deformaciones**

(9.1.5.5.1., PR501)

Todas las sollicitaciones están calculadas considerando al muro como simplemente apoyado en su parte superior e inferior.

Las combinaciones de estados son:

$$U1 = 1,4 D$$

$$U2 = 1,2 D + 1,6 L$$

$$U3 = 1,2 D + 1,6 W + 0,5L$$

Para muros con tensiones axiales mayoradas mayores a $0,20 f'_m$

$$\left(\frac{P_u}{A_g} \right) \geq 0,20 f'_m \Rightarrow 0,699 > 0,35$$

donde:

$$P_u = 1397600 \text{ N}$$

$$A_g = 2000000 \text{ mm}^2.$$

Cargas sobre Muro (1)									
Losa	Perm. (D)	Sobrec (L)	R Comb, 1	R Comb, 2	R Comb, 3	P muro sup,	Q muro (1)	Q muro (2)	Q muro (3)
	(N/mm2)	(N/mm2)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)
L401	68,5	25	21,58	27,5	21,3		21,6	27,5	21,3
L301	60	30	18,9	27	19,6	8,16	51,9	64,3	50,7
L201	60	30	18,9	27	19,6	8,16	82,2	101,1	80,0
L101	60	30	18,9	27	19,6	8,16	112,5	137,9	109,4
L1	60	30	18,9	27	19,6	8,16	142,9	174,7	138,8

El momento mayorado M_u a la mitad de la altura del muro deberá calcularse como:

$$M_u = \frac{w_u h^2}{8} + P_{uf} \frac{e_u}{2} + P_u \delta_u$$

$$(Comb. 1) M_u = 777440 \frac{61,65}{2} + 1143008 \times 3,43 = 27887150 \text{ Nmm}$$

$$(Comb. 2) M_u = 1084000 \frac{61,65}{2} + 1084039 \times 3,43 = 37132554 \text{ Nmm}$$

$$(Comb.3) M_u = \frac{9,96 \times 4500^2}{8} + 1084000 \frac{61,65}{2} + 1881600 \times 3,43 = 65079438 \text{ Nmm}$$

donde:

$$P_u = P_{uw} + P_{uf}$$

P_{uw} : peso mayorado del área tributaria del muro en la sección del muro en consideración (N)

P_{uf} = cargas mayoradas de las áreas tributarias de piso o techo (N)

$e_u = 61,65 \text{ mm}$ (excentricidad de P_{uf})

$\delta_u = 3,43 \text{ mm}$

siendo:

$$\text{Para } M_u = 25208820 \text{ Nmm} \Rightarrow \delta_u = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_g} = 3,43 \text{ mm}$$

donde:

$M_u = 25208820 \text{ Nmm}$ (Corresponde al momento generado exclusivamente por las cargas de viento mayoradas (w_u))

$$I_g = 10,4 \text{ E9 mm}^4$$

$$E_m = 850 f'_m = 1487,5 \text{ MPa}$$

El valor de δ_u varía en función de M_u , y éste a su vez surge de la combinación de estados de carga analizada.

Por tanteos se obtendrán diferentes valores de δ_u , en relación con los correspondientes de M_u , y se iterará hasta lograr un error aceptable.

$$\text{(Comb. 1) } M_u = 777440 \frac{61,65}{2} + 1143008 \times 3,43 = 27887150 \text{ Nmm}$$

$$\delta_u = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_g} = 3,43 \text{ mm}$$

donde:

$$M_u = 25208820 \text{ Nmm}$$

$$\text{(Comb. 1,1) } M_u = 777440 \frac{61,65}{2} + 1143008 \times 3,79 = 28296588 \text{ Nmm}$$

$$\delta_u = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_g} = 3,79 \text{ mm}$$

donde:

$$M_u = 27887150 \text{ Nmm}$$

$$\text{(Comb. 2) } M_u = 1084000 \frac{61,65}{2} + 1084039 \times 3,43 = 37132554 \text{ Nmm}$$

$$\delta_u = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_g} = 3,43 \text{ mm}$$

donde:

$$M_u = 25208820 \text{ Nmm}$$

$$\text{(Comb. 2,1)} \quad M_u = 1084000 \frac{61,65}{2} + 1084039 \times 5,05 = 38891282 \text{ Nmm}$$

$$\delta_u = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_g} = 5,05 \text{ mm}$$

donde:

$$M_u = 37132554 \text{ Nmm}$$

(Comb. 3)

$$M_u = \frac{9,96 \times 4500^2}{8} + 1084000 \frac{61,65}{2} + 1881600 \times 3,43 = 65079438 \text{ Nmm}$$

$$\delta_u = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_g} = 3,43 \text{ mm}$$

donde:

$$M_u = 25208820 \text{ Nmm}$$

(Comb. 3,1)

$$M_u = \frac{9,96 \times 4500^2}{8} + 1084000 \frac{61,65}{2} + 1881600 \times 8,85 = 75277710 \text{ Nmm}$$

$$\delta_u = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_g} = 8,85 \text{ mm}$$

donde:

$$M_u = 65079438 \text{ Nmm}$$

A pesar de que en este caso se debería seguir iterando para reducir el error en la determinación de los parámetros δ_u y M_u . Considerando el margen existente entre la sollicitación máxima mayorada y el momento nominal del muro, se decide considerar aceptable esta aproximación.

La resistencia de diseño para cargas perpendiculares al muro, deberá estar de acuerdo con la siguiente expresión.

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$75277710 \text{ Nmm} \leq 227017092 \text{ Nmm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = (562,5 \times 420 + 1084039) \left(250 - \frac{117,9}{2} \right) = 252241213 \text{ Nmm}$$

siendo:

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0,80 f'_m b}$$

$$a = \frac{(1084039 + 562,5 \times 420)}{0,80 \times 1,75 \times 8000} = 117,9 \text{ mm}$$

(9.1.5.5.4., PR501) 2.1.1.6. Control de las deformaciones

La deformación horizontal a la mitad de la altura del muro δ_s deberá limitarse por la siguiente expresión:

$$\delta_s \leq 0,007h = 31,5 \text{ mm}$$

Las deformaciones deberán computarse para este caso, mediante la siguiente ecuación, considerando para las mismas el efecto P-delta.

- **Momento crítico**

$$M_{cr} = S_n f_r = 41666667 \text{ Nmm}$$

donde:

$$S_n = 83333333 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,5 \text{ MPa}$$

- **Momento de servicio a la mitad de la altura del muro, incluyendo efectos P-delta (Nmm)**

$$M_{ser} = \frac{w_{ser} h^2}{8} + P_f \frac{e_{ser}}{2} + P \delta_{ser}$$

$$M_{ser} = \frac{7,78 \times 4500^2}{8} + 816300 \frac{61,65}{2} + 1077420 \times 3,43 = 48551123 \text{ Nmm}$$

Para $M_{ser} < M_{cr}$

$$\delta_s = \frac{5M_{ser} h^2}{48E_m I_g} = 6,61 \text{ mm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$I_g = 10,42 \text{ E9 mm}^4$$

$$E_m = 850 f'_m = 1487,5 \text{ MPa}$$

(Iteración 1)

$$M_{ser} = \frac{7,78 \times 4500^2}{8} + 816300 \frac{61,65}{2} + 1077420 \times 6,61 = 51977319 \text{ Nmm}$$

$$\delta_{ser} = \frac{5M_{ser} h^2}{48E_m I_g} = 7,08 \text{ mm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$M_{ser} = 48551123 \text{ Nmm}$$

(9.1.5.4.2., PR501)

2.1.1.7. Vigas y columnas

(9.1.5.4.4., PR501)

Considerando las dimensiones del muro y las condiciones de apoyo asumidas para el mismo, se especifican a continuación las características de los elementos de borde: vigas (apoyo superior e inferior) y columnas (apoyos verticales)

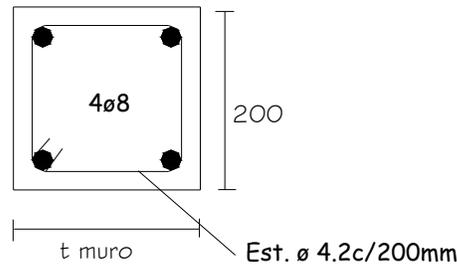
2.1.1.7.1. Vigas de mojinetes

- **Viga superior (VE):**

$$b_w = 200 \text{ mm}; d = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ tot}} : 4 \text{ } \phi 8$$

$$\text{Estribos} = \phi 4,2 \text{ c}/200 \text{ mm}$$



- **Columna intermedia (CE) - ($H_c = 4,50 \text{ m}$)**

Se colocarán columnas cada 4,0 m.

La altura máxima de columna definirá las dimensiones mínimas de la sección transversal de las mismas:

(9.1.5.4.4.3., PR501)

- **Limitaciones dimensionales**

(g) Ancho $b > 180 \text{ mm}$.

(h) Altura de la sección: $180 \text{ mm} < h < (3 b)$

(i) Distancia entre apoyos horizontales: $H < (30 b)$

(9.1.5.4.4.1., PR501)

- **Armadura longitudinal**

$$\text{Cuantía: } 0,0025 A_n < \mu < 0,04 A_n$$

$$100 \text{ mm}^2 < \mu < 1600 \text{ mm}^2$$

(9.1.5.4.4.2., PR501) • **Armadura transversal (estribos)**

Diámetro mínimo = 6 mm.

Separación máxima (la menor de):

$$16 \phi A_{sl}$$

$$48 \phi \text{ Estribo}$$

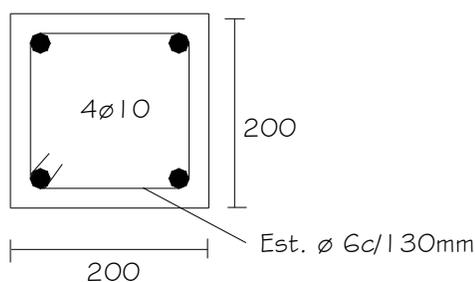
La menor dimensión (h ó b) del elemento.

Se adoptan como dimensiones y armaduras de columnas las siguientes

$$a_x = 200 \text{ mm}; a_y = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ long}} = 200 \text{ mm}^2 \text{ (4 } \phi 10 \text{)}$$

$$\text{Estribos} = \phi 6 \text{ c/130 mm}$$



2.2. MURO INTERIOR

2.2.1. Carga gravitatoria en muro interior

En los muros interiores no hay cargas actuantes en dirección perpendicular al plano del muro, ocasionadas por el viento. Las únicas cargas debidas a este estado, son las transmitidas por los muros perimetrales, actuantes en el plano del muro.

Una vez obtenidas las cargas actuantes en el muro, lo primero a verificar es la capacidad del muro con mampostería sola (sin armadura de refuerzo),

- **Carga gravitatoria en muro por mm**

- $P_{4^{\circ}P} = 2 \times R_{L401} = 42,08N / mm$

- $P_{3^{\circ}P} = P_{4^{\circ}P} + P_{muro(4^{\circ}P)} + 2 \times R_{L301} =$

$$P_{3^{\circ}P} = 42,08N / mm + 170mm \times 0,000016N / mm^3 \times 3000mm + 40,5N / mm$$

$$P_{3^{\circ}P} = 90,74N / mm$$

- $P_{2^{\circ}P} = P_{3^{\circ}P} + P_{muro(3^{\circ}P)} + 2 \times R_{L201}$

$$P_{2^{\circ}P} = 90,74 N/mm + 8,16 N/mm + 40,5 N/mm = 139,4 N/mm$$

- $P_{1^{\circ}P} = P_{2^{\circ}P} + P_{muro(2^{\circ}P)} + 2 \times R_{L101}$

$$P_{1^{\circ}P} = 139,4 N/mm + 8,16 N/mm + 40,5 N/mm = 188,06 N/mm$$

$$P_{PB} = P_{1^{\circ}P} + P_{muro(1^{\circ}P)} + 2 \times R_{L1}$$

$$P_{PB} = 188,06 N/mm + 8,16 N/mm + 40,5 N/mm = 236,72 N/mm$$

- **Cargas gravitatorias totales en muros:**

- $P_{4^{\circ}P} = P_{4^{\circ}P} / mm \times 8000mm = 336640 N$

- $P_{3^{\circ}P} = P_{3^{\circ}P} / mm \times 8000mm = 725920 N$

- $P_{2^{\circ}P} = P_{2^{\circ}P} / mm \times 8000mm = 1115200 N$

- $P_{1^{\circ}P} = P_{1^{\circ}P} / mm \times 8000mm = 1504480 N$

- $P_{PB} = P_{PB} / mm \times 8000mm = 1893760 N$

“Una vez obtenidas las cargas actuantes en el muro, lo primero a verificar es la capacidad del muro (de 250 mm. de espesor) con mampostería simple (sin armadura de refuerzo)”.

(Cap.7., PR501) • **Propiedades mecánicas (muro de Planta Baja)**

Altura : $h_{max} = 4500mm$

Longitud : $L_{muro} = 80000mm$

Espesor : $e = 250mm$

Radio de giro : $r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 0,289e = 72,25mm$

Para una relación: **$\frac{h}{r} = 62 < 99$**

(9.1.6.3., PR501) Con esta característica, la resistencia axial nominal de elementos de mampostería simple en Planta Baja es:

$$P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right\} = 1796656 \text{ N} \quad (\text{Verifica})$$

siendo:

$A_n = 2000000 \text{ mm}^2$ (Área transversal neta de la mampostería [mm^2])

$f'_m = 1,75 \text{ MPa}$ (Resistencia característica a la compresión)- sección neta

Con el espesor (**$e = 170 \text{ mm}$**) del muro la resistencia axial nominal de elementos de mampostería simple en el 1° Piso resulta:

$$P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right\} = 1233078 \text{ N} \quad (\text{No verifica})$$

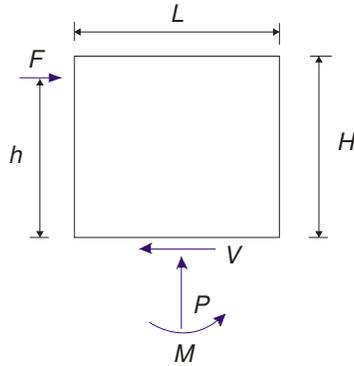
donde:

$A_n = 1360000 \text{ mm}^2$ (Área transversal neta de la mampostería [mm^2])

$f'_m = 1,75 \text{ MPa}$ (Resistencia característica a la compresión)- sección neta

(9.1.6.4., PR501)

• **Verificación de la resistencia nominal al corte V_n**



Deberá ser la menor de las siguientes:

a) $0,3A_n\sqrt{f'_m} = 793725 \text{ N}$

b) $2A_n = 4000000 \text{ N}$

Se determina el corte actuante en el muro de planta baja, debido a la carga de viento (no mayorada),

Y se lo compara con el menor de los valores antes definidos.

En este caso, el corte actuará en el plano del muro, y estará generado por la reacción que le transmiten los muros perimetrales, sometidos a la acción del viento.

Presión de viento en muros laterales: $1,10 \times 83,3\text{kg} / \text{m}^2 = 91,63\text{kg} / \text{m}^2$

Carga actuante: $V = 91,63\text{kg} / \text{m}^2 \times 4,5\text{m} \times 9\text{m} = 37110 \text{ N} < a)$

Queda verificado así, que este muro no necesitaría armadura de refuerzo para soportar las cargas de corte actuantes.

Sin embargo, se deberán verificar las deformaciones límites del muro.

NOTA: Debido a que el muro analizado de 1° Piso no verifica a carga axial, se presentan dos posibles alternativas para mejorar su comportamiento:

A) - Reforzar el muro con armadura distribuida.

B) - Aumentar el espesor del muro.

(9.1., PR501) **2.2.2. Diseño de la mampostería reforzada con armadura distribuida (Caso A)**

(9.1.1., PR501)

El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de mampostería, puede expresarse de la siguiente forma:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida

$$\phi S_n \geq U$$

Donde la resistencia requerida U proviene de las combinaciones de estados de cargas mayoradas, afectadas por los correspondientes factores de carga.

(9.1.2., PR501) **2.2.2.1. Resistencia requerida.**

Las combinaciones de cargas mayoradas para el caso en estudio son las siguientes:

$$U1 = 1,4 D$$

$$U2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 S$$

$$U3 = 1,2 D + 1,6 S + L$$

$$U4 = 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W$$

$$U5 = 1,2 D + 1,6 W + 0,5 L + S$$

$$U6 = 0,9 D + 1,6 W$$

(9.1.4., PR501) **2.2.2.2. Factores de reducción de resistencia**

- ✓ Mampostería reforzada con armadura distribuida (M + P)

$$\phi = 0,9$$

- ✓ Mampostería simple (sin armar) – (M + P)

$$\phi = 0,6$$

- ✓ Corte; anclajes y empalmes.

$$\phi = 0,8$$

Se adopta una armadura con las siguientes características:

$$A_{sh} = 2 \varnothing 8 \text{ c}/40 \text{ cm}$$

$$\text{Estribos} = 3 \varnothing 4,2 \text{ por metro}$$

- **Determinación de las cargas de diseño (mayoradas)**

$$U1 = 1,4 D$$

$$U2 = 1,2 D + 1,6 L$$

Carga gravitatoria en muro por mm (Combinación 1)

Cargas sobre Muro (2)							
Losa	Perm. (D)	Sobrec (L)	R Comb, 1	R Comb, 2	P muro sup,	Q muro (1)	Q muro (2)
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)
L401	137	50	43,16	55,0		43,2	55,0
L301	120	60	37,8	54	8,16	92,4	118,8
L201	120	60	37,8	54	8,16	141,6	182,6
L101	120	60	37,8	54	8,16	190,8	246,4
L1	120	60	37,8	54	8,16	240,1	310,2

La sollicitación más desfavorable resulta de la combinación (2).

Cargas gravitatorias totales en muros

- ✓ $P_{4^{\circ}P} = P_{4^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000\text{mm} = 440000 \text{ N}$
- ✓ $P_{3^{\circ}P} = P_{3^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000\text{mm} = 950400 \text{ N}$
- ✓ $P_{2^{\circ}P} = P_{2^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000\text{mm} = 1460800 \text{ N}$
- ✓ $P_{1^{\circ}P} = P_{1^{\circ}P} / \text{mm} \times 8000\text{mm} = 1971200 \text{ N}$
- ✓ $P_{PB} = P_{PB} / \text{mm} \times 8000\text{mm} = 2481600 \text{ N}$

2.2.2.3. Diseño de muros armados

(Cap. 7., PR501)

- **Propiedades mecánicas del muro de 1º Piso:**

Altura : $h_{max} = 3000mm$

Longitud : $L_{muro} = 80000mm$

Espesor : $e = 170mm$

Radio de giro : $r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 0,289e = 49,1mm$

Para una relación: $\frac{h}{r} = 61 < 99$

(9.1.5.4.1., PR501) • **Resistencia nominal de la mampostería**

$$P_n = 0,8 \left[0,8f'_m (A_n - A_s) + f_y A_s \right] \left(1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right)$$

donde:

$$f'_m = 1,75 \text{ MPa}$$

$$A_n = (170 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}) = 1360000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 100 \text{ mm}^2$$

$$f_a = \left(\frac{h}{140r} \right)^2 = 0,19$$

$$P_n = 1260917 \text{ N} > P_u = 1971200 \text{ N} \quad (\text{Verifica})$$

Considerando que la resistencia del muro a carga axial es suficiente, con la armadura que se ha incorporado, se intentará ahora aumentando el espesor del mismo o la calidad del mortero con que se está trabajando.

2.2.3. Cambio del espesor del muro (Caso B)

(Cap. 7., PR501) • **Propiedades mecánicas del muro adoptado de 1º Piso:**

Altura : $h_{max} = 3000mm$

Longitud : $L_{muro} = 8000\text{mm}$

Espesor : $e = 250\text{mm}$

Radio de giro : $r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 0,289e = 72,3\text{mm}$

Para una relación: $\frac{h}{r} = 41,5 < 99$

- (9.1.6.3., PR501) • **Resistencia nominal de la mampostería (sin armar).**

$$P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right\} = 2043230 \text{ N}$$

donde:

$$f'_m = 1,75 \text{ MPa}$$

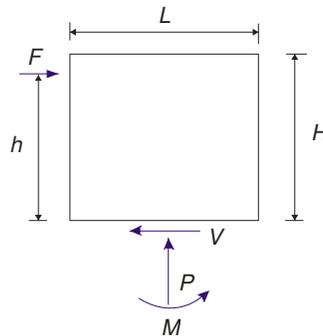
$$A_n = (250 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}) = 2000000 \text{ mm}^2$$

$$f_a = \left(\frac{h}{140r} \right)^2 = 0,088$$

$$P_n = 2043230 \text{ N} > P_u = 1233078 \text{ N} \quad (\text{Verifica})$$

- (9.1.6.4., PR501) • **Resistencia Nominal al Corte**

$$V_n = V_m + V_s$$



En este caso, esta verificación no es necesaria, ya que se ha verificado (ver pag. 85) que la mampostería simple (sin armar) tiene capacidad suficiente para resistir la sollicitación de corte actuante.

(9.1.5.5., PR501)

2.2.3.1. Cálculo de momentos y deformaciones.

(9.1.5.5.1., PR501)

Todas las solicitaciones están calculadas considerando al muro como simplemente apoyado en su parte superior e inferior.

Las combinaciones de estados son:

$$U1 = 1,4 D$$

$$U2 = 1,2 D + 1,6 L$$

$$U3 = 1,2 D + 1,6 W + 0,5L$$

(9.1.5.5.2., PR501)

Para muros con tensiones axiales mayoradas mayores a $0,20f'_m$

$$\left(\frac{P_u}{A_g} \right) \leq 0,20f'_m$$

$$1,24 > 0,35$$

Cargas sobre Muro (2)

Losa	Perm. (D)	Sobrec (L)	R Comb, 1	R Comb, 2	R	P muro sup,	Q muro (1)	Q muro (2)	Q muro (3)
	(N/mm2)	(N/mm2)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)
L401	137	50	43,16	55,0	42,6		43,2	55,0	42,6
L301	120	60	37,8	54	39,2	8,16	92,4	118,8	91,6
L201	120	60	37,8	54	39,2	8,16	141,6	182,6	140,5
L101	120	60	37,8	54	39,2	8,16	190,8	246,4	189,4
L1	120	60	37,8	54	39,2	8,16	240,1	310,2	238,4

El momento mayorado M_u a la mitad de la altura está, en este caso, generado exclusivamente por la excentricidad de las cargas gravitatorias actuantes en el muro y deberá calcularse como:

$$M_u = \frac{w_u h^2}{8} + P_{uf} \frac{e_u}{2} + P_u \delta_u$$

$$(Comb. 2) M_u = 0 + 0 + 2481600 \times 3,5 = 8685600 \text{ Nmm}$$

donde:

$$w_u = 0 \text{ N}$$

$$P_u = P_{uw} + P_{uf}$$

P_{uw} : peso mayorado del área tributaria del muro en la sección del muro en consideración (N)

P_{uf} : carga mayorada de las áreas tributarias de piso o techo (N)

$e_u = 0\text{ mm}$ (excentricidad de P_{uf})

$$\delta_u = 3,43\text{ mm}$$

$$\delta_u = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_g} = 1,19\text{ mm}$$

donde:

$$M_u = 16403376 \text{ Nmm}$$

$$I_g = 10,4E9\text{ mm}^4$$

$$E_m = 850f'_m = 1487,5\text{ MPa}$$

El valor de δ_u , varía en función de M_u , y éste a su vez surge de la combinación de estados de carga analizada.

Por tanteos se obtendrán diferentes valores de δ_u , en relación con los correspondientes de M_u , y se iterará hasta lograr un error aceptable, partiendo de la deformación límite última (31,5 mm.)

$$\text{(Comb. 2)} \quad \delta_u = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_g} = 31,5\text{ mm} \Rightarrow M_u = 231018667 \text{ Nmm}$$

A pesar de que en este caso se podría seguir iterando para reducir el error en la determinación de los parámetros δ_u y M_u ; considerando el margen existente entre la solicitud máxima mayorada y el momento nominal del muro, se considerara aceptable esta aproximación.

La resistencia de diseño para cargas perpendiculares al muro, deberá estar de acuerdo con la siguiente expresión.

$$M_u \leq \phi M_n \quad 231018667 \text{ Nmm} \leq 314728849 \text{ Nmm} \quad (\text{Verifica})$$

donde:

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = (562,5 \times 420 + 2481600) \left(250 - \frac{242,7}{2} \right) = 349698722 \text{ Nmm}$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0,80 f'_m b}$$

$$a = \frac{(2481600 + 562,5 \times 420)}{0,80 \times 1,75 \times 8000} = 242,7 \text{ mm}$$

(9.1.5.5.4., PR501) **2.2.3.2. Control de las deformaciones**

La deformación horizontal a la mitad de la altura del muro δ_s deberá limitarse por la siguiente expresión:

$$\delta_s \leq 0,007h = 31,5 \text{ mm}$$

Las deformaciones serán admisibles, y esto queda garantizado debido a que el Momento límite último ha sido determinado utilizando la deformación límite.

Por otro lado, previamente se verificó que la carga axial P_u actuante en el muro es adecuadamente soportada por el mismo.

- **Momento crítico.**

$$M_{cr} = S_n f_r = 41666667 \text{ Nmm}$$

donde:

$$S_n = 83333333 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,5 \text{ MPa}$$

(9.1.5.4.2., PR501) **2.2.4. Vigas y columnas del muro interior**

(9.1.5.4.4., PR501)

Considerando las dimensiones del muro y las condiciones de apoyo asumidas para el mismo, se enuncian a continuación las características de los elementos de borde: vigas (apoyo superior e inferior) y columnas (apoyos verticales)

(9.1.5.4.2., PR501) **2.2.4.1. Vigas de muros interiores. [9.1.5.4.2]**

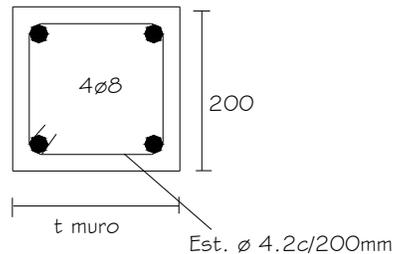
• **Viga superior (VE):**

Se adoptan como dimensiones y armaduras de la viga VE, las siguientes:

$$b_w = \text{espesor muro (mm)}; d = 200\text{mm}$$

$$A_{stot} : 4 \varnothing 8$$

$$\text{Estribos} = \varnothing 4,2 \text{ c}/200 \text{ mm}$$



(9.1.5.4.4., PR501) **2.2.4.2. Columnas Intermedias "C1", en muros interiores - (Hc = 4,00 m.)**

Se colocarán columnas cada 4,0 m. Se adopta esta dimensión como longitud del muro considerada durante todo el análisis.

La altura máxima de columna definirá las dimensiones mínimas de la sección transversal de las mismas:

(9.1.5.4.4.3., PR501) • **Limitaciones dimensionales [9.1.5.4.4.3]**

- a) Ancho $b > 180 \text{ mm}$.
- b) Altura de la sección: $180 \text{ mm} < h < (3 b)$
- c) Distancia entre apoyos horizontales: $H < (30 b)$

- **Armadura longitudinal.**

Cuantía: $0,0025 A_n < \mu < 0,04 A_n$

$100 \text{ mm}^2 < \mu < 1600 \text{ mm}^2$

- **Armadura transversal (estribos)**

Diámetro mínimo = 6 mm.

Separación máxima (la menor de):

$16 \phi Asl$

$48 \phi \text{ Estribo}$

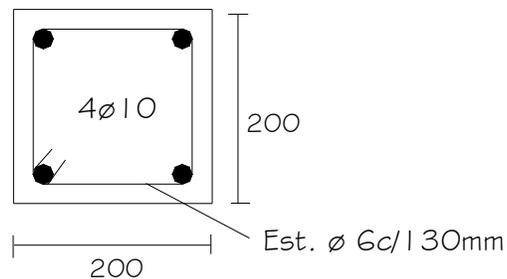
La menor dimensión (h ó b) del elemento.

Se adoptan como dimensiones y armaduras de columnas las siguientes:

$a_x = 200 \text{ mm}; a_y = 200 \text{ mm}$

$A_s \text{ long} : 4 \phi 10$

Estribos = $\phi 6 \text{ c}/130 \text{ mm}$



2.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO

En este trabajo lo que se pretende es desarrollar específicamente el cálculo y diseño de los muros de mampostería resistente que integran la estructura del edificio siguiendo las prescripciones del Proyecto de Reglamento CIRSOC 501, sin embargo, se incluye, además, cálculos y dimensiones de las secciones de algunos elementos de hormigón armado, que integran la estructura del edificio (ver plantas de estructura).

- **Vigas dintel "VD"**

$$L_{max} = 3200 \text{ mm}$$

$$Q_{max} = 27,3 \text{ N / mm} + 1,8 \text{ N / mm} = 29,1 \text{ N / mm}$$

$$M_s = 37248000 \text{ Nmm}$$

$$A_s = 504 \text{ mm}^2 \Rightarrow (2\phi 16 + 1\phi 12)$$

$$Q_s = 46560 \text{ N}$$

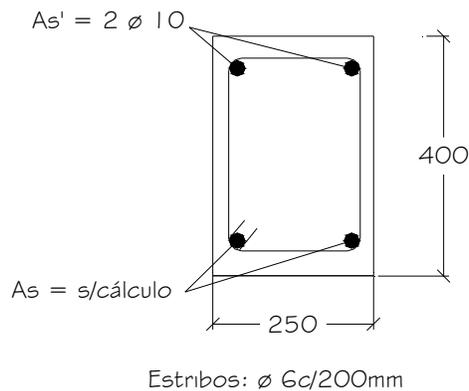
$$\tau_s = 0,56 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{estribos} : \phi 6 \text{ c} / 200 \text{ mm})$$

Se adoptan como dimensiones y armaduras de la viga VD, las siguientes:

$$b_w = \text{espesor muro (mm)}; d = 200 \text{ mm}$$

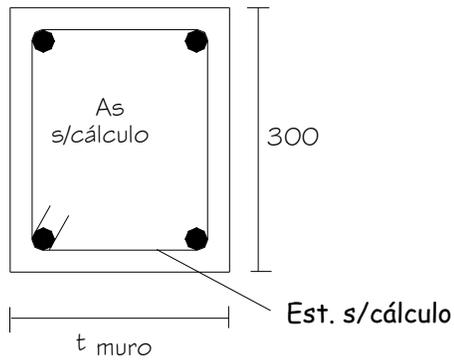
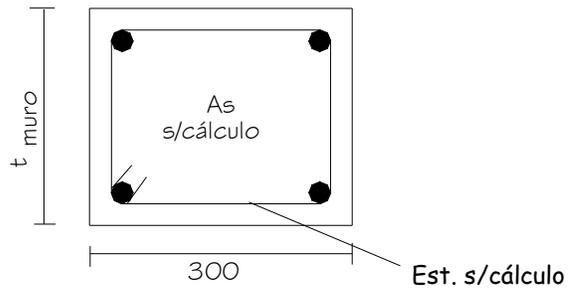
$$A'_s : 2 \phi 10; \quad A_s : 2\phi 16 + 1\phi 12$$

$$\text{Estribos} = \phi 6 \text{ c} / 200 \text{ mm}$$



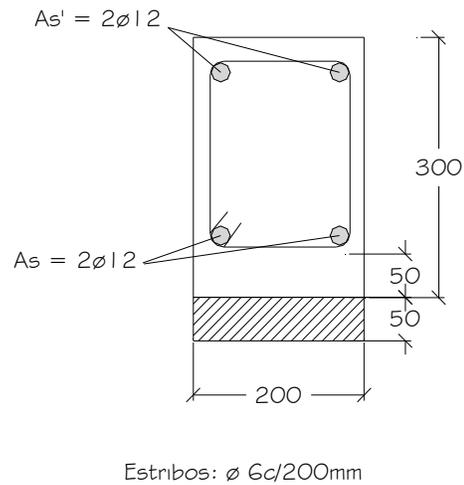
- **Columnas de carga**

A continuación se esquematiza las dimensiones de las columnas de carga que se incluyen en la estructura (ver plantas de estructuras) del edificio



- **Viga de arriostramiento "VA"**

A continuación se esquematiza las dimensiones y armaduras de las vigas de arriostramiento VA que se incluyen en la estructura (ver plantas de estructuras) del edificio



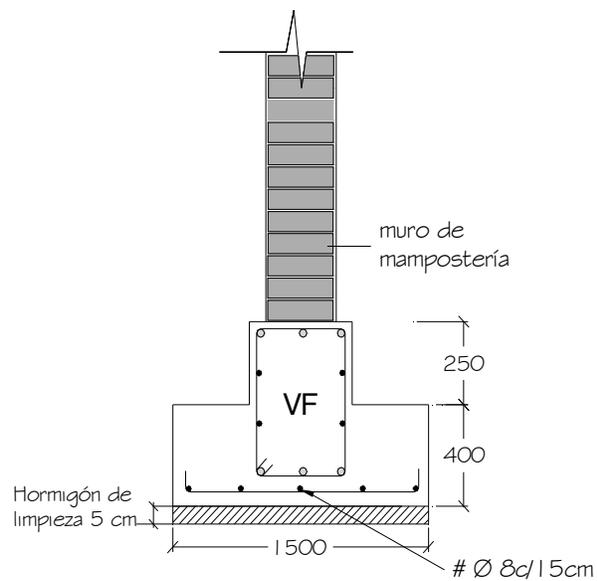
- Zapatas bajo muros ($\sigma_{tadm} = 0,20\text{MPa}$)

$$N_t = P_{s \text{ muro}} + P_{cim} = 236,7 \text{ N/mm} + 9 \text{ N/mm} = 245,7 \text{ N/mm}$$

$$a_{nec.} = 245,7 \text{ N/mm} / 0,2 \text{ MPa} = 1228,5 \text{ mm}$$

$$M_z = 422500 \text{ Nmm} \quad A_s = 540 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_s = \# \varnothing 10 \text{ c}/120 \text{ mm}$$

Se adopta para la zapata bajo los muros del edificio un ancho $a = 1500\text{mm}$



EJEMPLO 3: EDIFICIO PARA VIVIENDAS

Esta construcción se emplazará en la localidad de Posadas, provincia de Misiones. La planta general, vistas y cortes se detallan en las figuras 1.E3P, 2.E3P y 3.E3P; mientras que las estructuras de fundaciones, entresijos y de techo se indican en las figuras 4.E3P, 5.E3P, 6.E3P y 7.E3P.

Este edificio consta de una planta baja y dos pisos altos, destinado a viviendas en propiedad horizontal. La estructura resistente está conformada por muros de mampostería de bloques huecos cerámicos o bloques huecos de hormigón dispuestos en el perímetro. Los muros transversales son del mismo material.

La estructura de techo está conformada por losas macizas de viguetas pretensadas, aunque como variante pueden emplearse losas de hormigón armado. Las losas apoyan en los muros perimetrales y/o transversales interiores, y en vigas de hormigón armado que apoyan en columnas del mismo material.

La estructura de fundación está conformada por un cimiento corrido de hormigón armado combinado con zapatas aisladas superficiales de hormigón armado. Las zapatas aisladas están vinculadas por vigas de arriostramiento "VA y VA1 (ver plantas de estructuras y detalles).

Los coeficientes adoptados para la evaluación de las solicitaciones actuantes, según los efectos de cargas gravitatorias, viento y sobrecargas; han sido determinados considerando tanto las características del lugar como las propias de la estructura.

Los distintos estados a los que se espera que la obra se encuentre sometida son:

11. Cargas gravitatorias + Sobrecarga

12. Cargas gravitatorias + Viento (en diferentes direcciones)

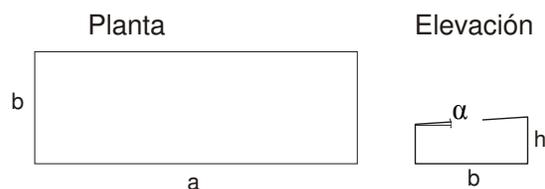
(1.2.1., PR501-E)

1. ANÁLISIS DE VIENTO

La acción del viento ha sido determinada empleando el Reglamento CIRSOC 102 actualmente en vigencia en todo el territorio nacional. No se utilizó el actual Proyecto de Reglamento CIRSOC 102, debido a que aún se encuentra en discusión pública.

• Dimensiones del edificio:

- $a = 10,0 \text{ m}$.
- $b = 9,0 \text{ m}$
- $h = 9,5 \text{ m}$
- $\alpha = 0^\circ$



$\beta = 28,5 \text{ m/s.}$

$C_p = 1,65$ (bajo factor de ocupación)

$V_o = 47 \text{ m/s.}$

$Q_o = 136 \text{ kg/m}^2$

- Rugosidad "entre Tipo III" → (Zona urbana) $C_z = 0,446$

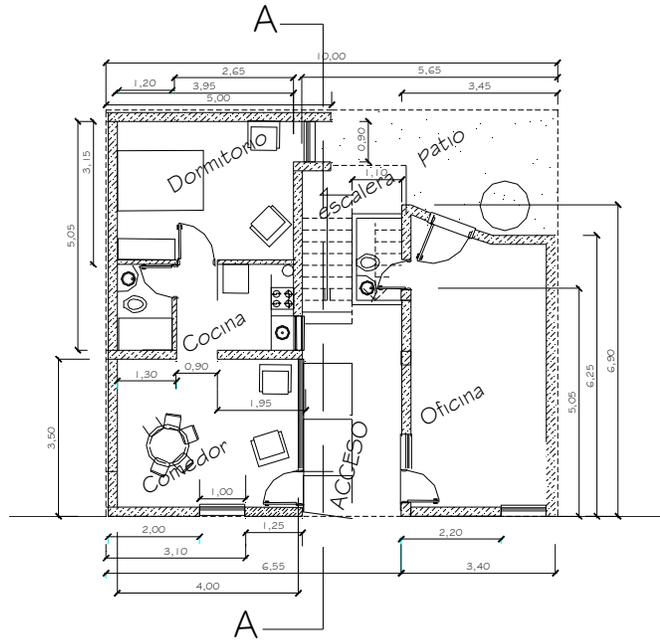


Figura 1 E3P: PLANTA GENERAL - PLANTA BAJA

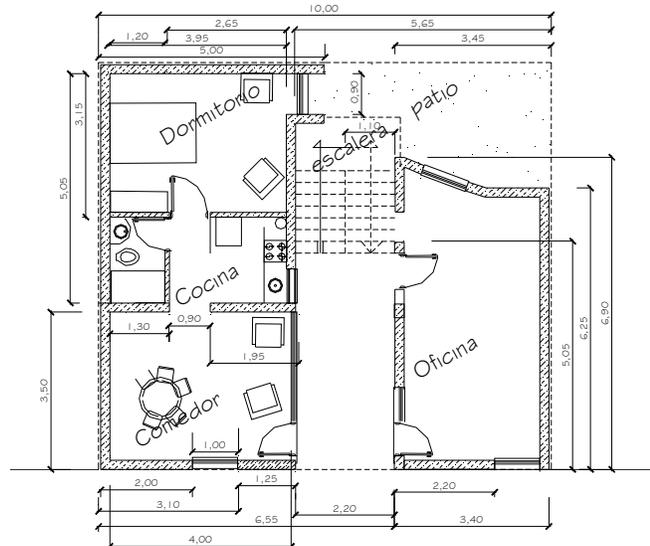


Figura 2 E3P: PLANTA GENERAL TIPO - 1º y 2º PISO

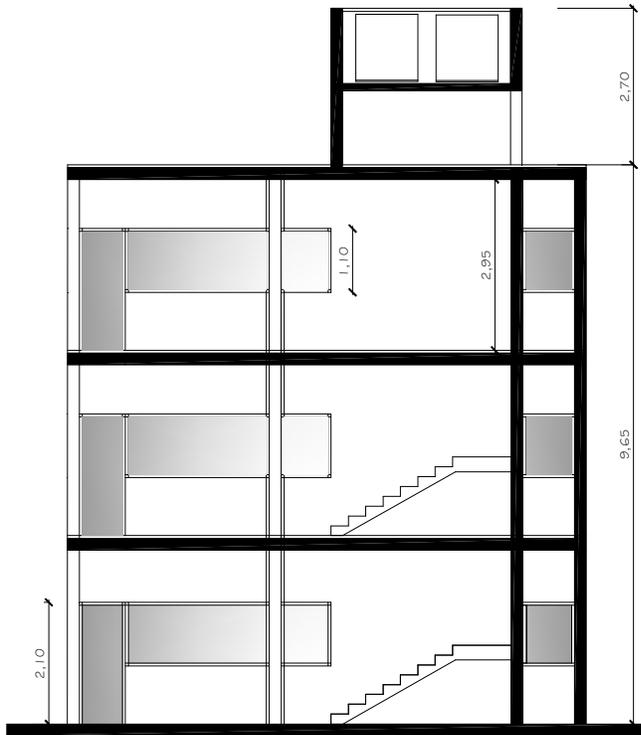
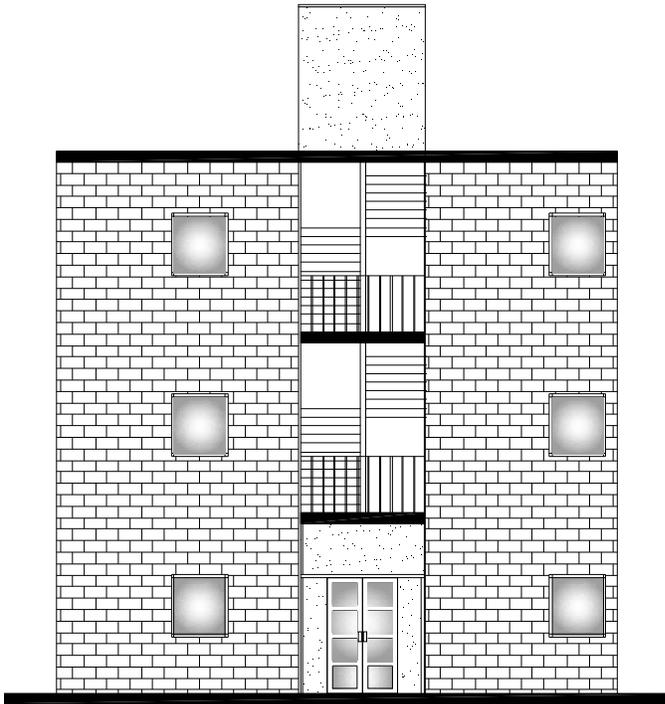


Figura 3.E3P: FACHADA PRINCIPAL Y CORTE A - A

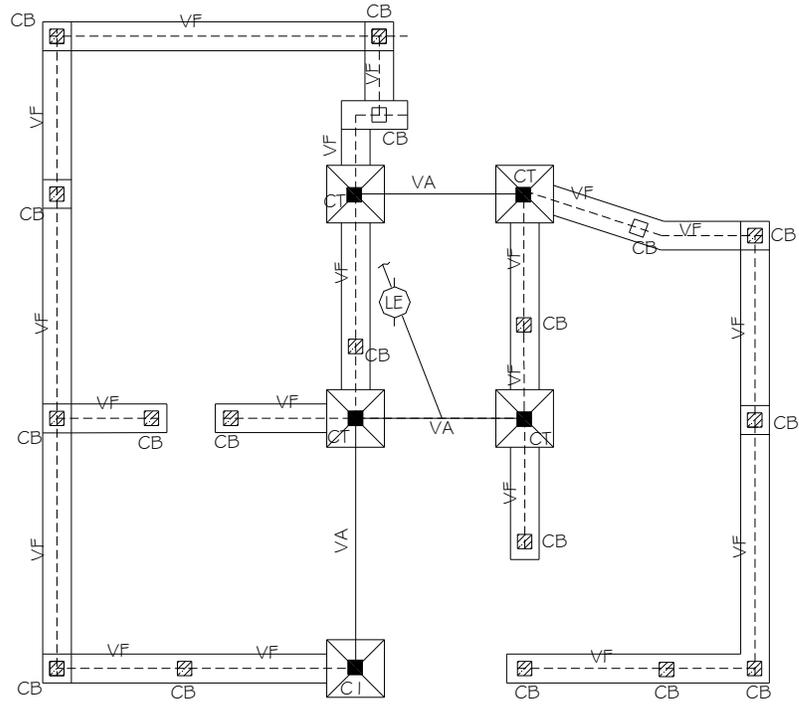


Figura 4.E3P: PLANTA ESTRUCTURA DE FUNDACIONES

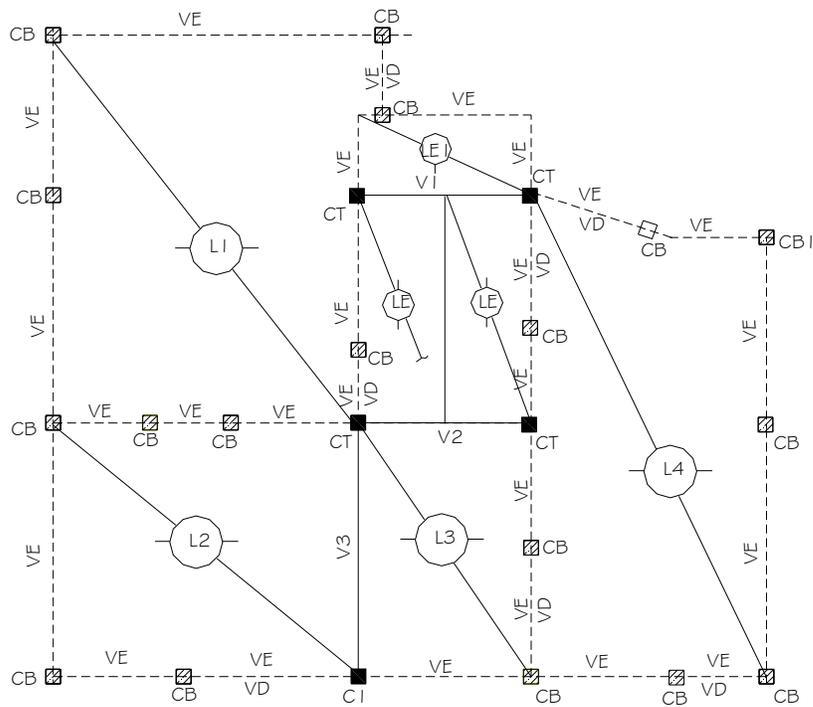


Figura 5.E3P: ESTRUCTURA SOBRE PLANTA BAJA

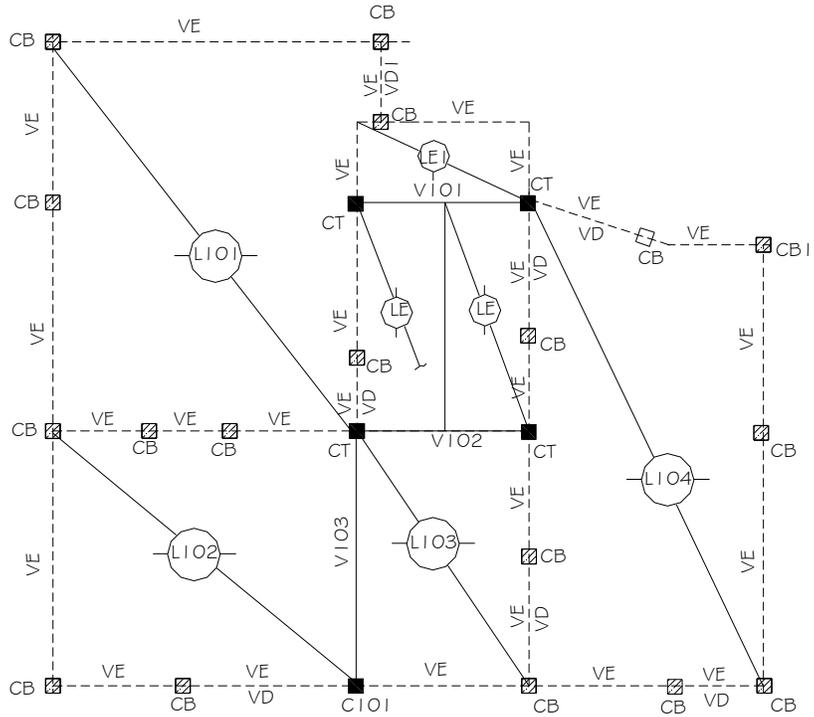


Figura 6 E3P: ESTRUCTURA SOBRE PLANTAS 1º PISO

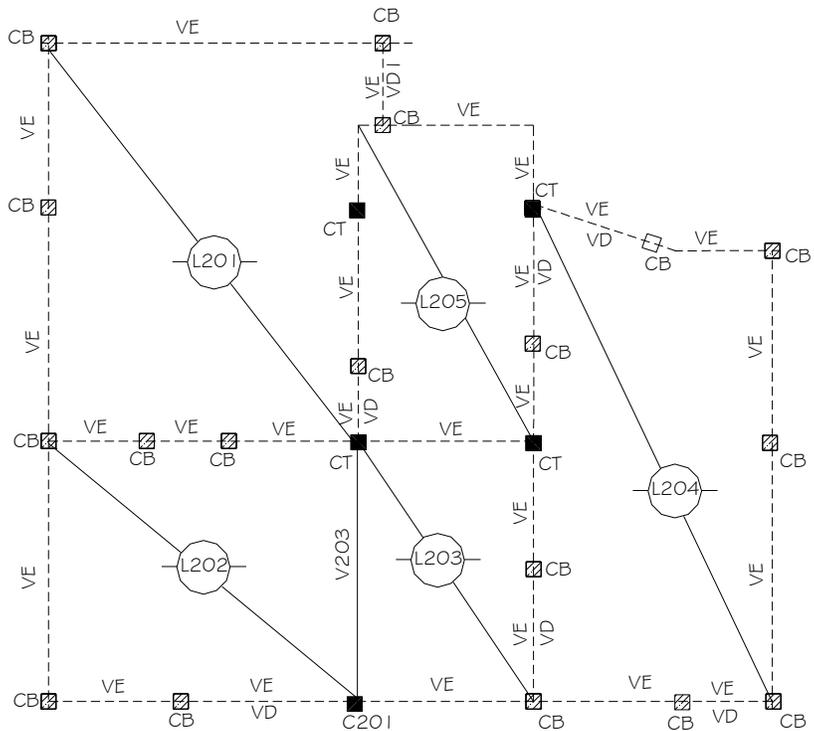


Figura 7 E3P: ESTRUCTURA SOBRE PLANTAS 2º PISO

- **Coefficientes de reducción por forma:**

- $a/h = 1,05$
- $b/h = 0,95$
- $h/V_0 = 0,20 \longrightarrow Cd1 = 0,91$ (máximo)
 $Cd2 = 0,91$ (mínimo)

- **Presión dinámica**

$$q_{z1} = q_0 \times C_z \times C_{d1} = 55,2 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{z2} = q_0 \times C_z \times C_{d2} = 55,2 \text{ kg/m}^2$$

- **Coefficiente de forma**

$$\lambda_a = 0,95 \quad \text{Normal a lado mayor } \gamma_0 = 1,0$$

$$\lambda_b = 1,05 \quad \text{Normal a lado menor } \gamma_0 = 1,0$$

- **Coefficientes de presión exterior. (Ce)**

Normal a lado mayor

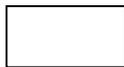
Paredes: barlovento = +0,8
sotavento = -0,5
Cubierta: barlovento = -0,5
($\alpha = 0^\circ$) sotavento = -0,5

Normal a lado menor

Paredes: barlovento = +0,8
Sotavento = -0,41
Cubierta: barlovento = -0,34
($\alpha = 0^\circ$) sotavento = -0,34

- **Coef de presión Interior. (Ci)**

Todas las caras = +0,3



-0,3

Todas las caras = +0,3



-0,3

- **Estados Límites**

Cubierta = -0,8

Paredes laterales = 1,1

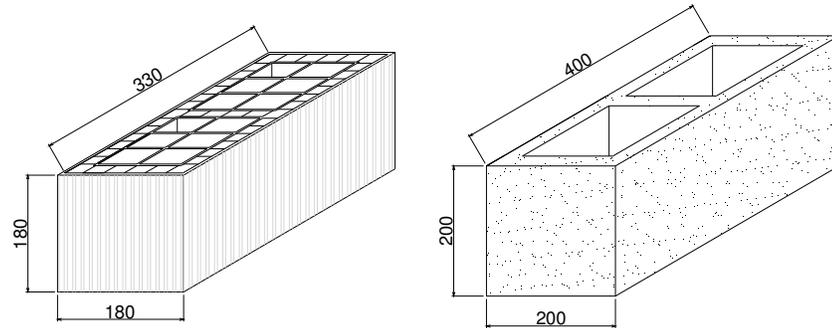
Mojinetes = 1,1

(Cap.5., PR501-E)

2. DISEÑO EMPÍRICO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

Los muros de mampostería estarán conformados por bloques huecos portantes cerámicos o de hormigón cuyas características son las siguientes:

Resistencia característica a la compresión mínima: $f'_u = 13,0\text{MPa}$



(6.1.1., PR501-E)

2.1. MUROS RESISTENTES A CARGAS LATERALES

El edificio posee dos planos de muros resistentes perimetrales y paralelos, dispuestos en dos direcciones horizontales y perpendiculares. Dichos muros poseen un espesor de 200 mm.

(6.1.2., PR501-E)

2.1.1. Longitud mínima de muros

La longitud acumulada de muros en cada una de las dos direcciones es mayor a $(0,6 \times L)$, tal como especifica el reglamento.

$$L_{mx} = 13,90 \text{ m} > (0,6 \times 10,0) = 6,0 \text{ m}$$

$$L_{my} = 22,0 \text{ m} > (0,6 \times 9,0) = 5,4 \text{ m}$$

(6.1.3., PR501-E)

2.1.2. Ubicación de los muros

Los muros resistentes de los pisos superiores están dispuestos en coincidencia con los muros resistentes de los pisos inferiores.

(6.1.4., PR501-E)

2.1.3. Dimensiones de los diafragmas

La estructura cuenta con losas rígidas, de viguetas de hormigón pretensado, que cumplen en todos los casos con las dimensiones que establece la tabla (2).

Máxima relación longitud-ancho del panel del diafragma = 4 : 1

LOSA	Lx	Ly	Relación
L201	4,15	5,30	1,28
L202	3,05	3,45	1,13
L203	3,45	3,45	1,00
L204	3,20	6,65	2,08
L205	2,35	4,10	1,74

(6.1.5., PR501-E)

2.1.4. Soportes laterales

- **Elementos de soporte**

Los soportes laterales estarán provistos por muros transversales, encadenados verticales (columnas de hormigón armado), a intervalos que en ningún caso superarán los establecidos en la siguiente tabla.

Espesor de muros de mampuestos macizos o huecos	Altura máxima de planta	Altura máxima del edificio	Dist. Máxima entre soportes verticales
110 a 179 mm	2,8 m	3,0 m o piso sup.	4,0 m
180 a 250 mm	3,0 m	10 m	4,5 m
251 a 300 mm	3,5 m	10 m	6,0 m

(6.2., PR501-E)

2.1.5. Combinaciones de cargas

Se han adoptado las cargas permanentes y sobrecargas de acuerdo al reglamento CIRSOC 101. Incluyendo el peso propio de la mampostería.

(6.3., PR501-E)

2.1.6. Cálculos

Se calcularán las tensiones actuantes en los muros considerados como resistentes (según esquema), dividiendo las cargas gravitatorias por la sección neta mínima del muro, sin considerar aquellos sectores de muros con aberturas.

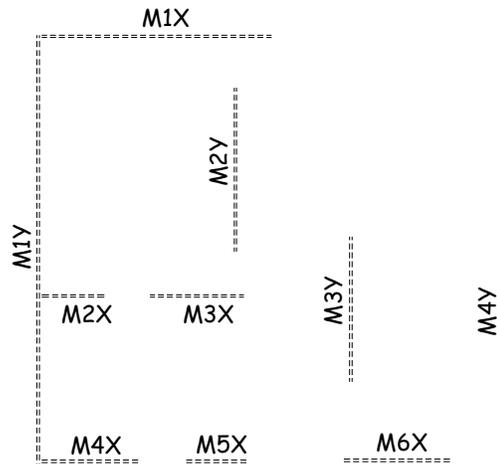
Los valores de tensión de compresión admisible se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 3: Tensiones admisibles a la compresión de la mampostería (MPa)

Tipo de mampuesto	Tensión admisible a la compresión	
	Tipo de mortero	
	"E" o "I"	"N"
Ladrillo macizo		
Bloque hueco cerámico o de hormigón (sin hormigonar)	0,4	0,3

El muro que se verificará, por considerarse el que se encuentra más cargado, es el muro indicado como (M3Y) en el esquema de Muros Resistentes.

Esquema de muros de mampostería resistentes



ANÁLISIS DE CARGAS LOSAS CERÁMICAS

Destino	Losas cerámicas tipo Chirino		
	P. B.	1° Piso	2° Piso
	L1 a L4	L101 a L104	L201 a L205
Peso propio	245	245	245
Aislación hidrófuga			5
Aislación térmica (hm=7cm)			80
Piso y contrapiso	80	80	
Relleno H° Aliv. (hm = 5cm)			
cielorraso	40	40	40
p (Kg/m²)	365	365	370
sobrecarga (según destino)	200	200	200
q (Kg/m²)	565	565	570

ANÁLISIS DE CARGAS LOSAS MACIZAS

Destino	Escalera	Tanque
	LE, LE1	LT
Peso propio	360	290
Aislación hidrófuga		
Aislación térmica (hm=7cm)		
Piso y contrapiso	80	
Relleno H° Aliv. (hm = 5cm)		
cielorraso		
p (Kg/m²)	440	290
sobrecarga (según destino)	300	1000
q (Kg/m²)	740	1290

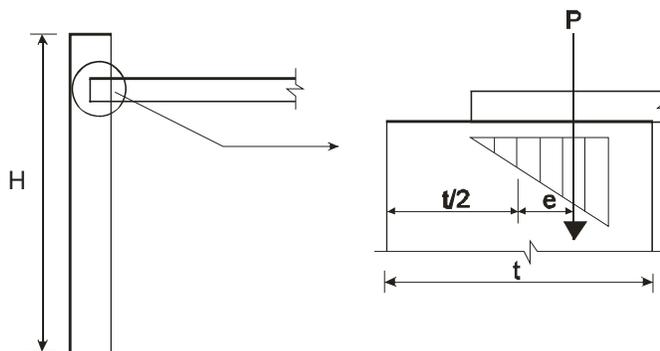
Materiales: ADN 420 - Hormigón H-17

Planilla de losas cerámicas												
Losas	q (kg/m ²)	Lc (m)	c, cp. (cm)	h bl (cm)	d (cm)	Mt (máx) [kgm/m]	Rap (kg/m)	Serie	M adm	Armadura de tramo		Armadura de repartición
										Abajo	Arriba	
L1(x)	565	4,2	5	12,5	17,5	1246	1187	S4	1333	4 bif	1 bif	# ø 4,2 c/15 cm
L2(x)	565	4,2	5	12,5	17,5	1246	1187	S4	1333	4 bif	1 bif	# ø 4,2 c/15 cm
L3(x)	565	2,35	5	12,5	17,5	390	664	S0	536	1 trif	1 bif	# ø 4,2 c/20 cm
L4(x)	565	3,2	5	12,5	17,5	723	904	S1	739	2 bif	1 bif	# ø 4,2 c/20 cm
L101(x)	565	4,2	5	12,5	17,5	1246	1187	S5	1577	3 trif	1 trif	# ø 6 c/20 cm
L102(x)	565	4,2	5	12,5	17,5	1246	1187	S5	1577	3 trif	1 trif	# ø 6 c/20 cm
L103(x)	565	2,35	5	12,5	17,5	390	664	S0	536	1 trif	1 bif	# ø 4,2 c/20 cm
L104(x)	565	3,2	5	12,5	17,5	723	904	S2	1051	3 bif	1 bif	# ø 4,2 c/20 cm
L201(x)	570	4,2	5	12,5	17,5	1257	1197	S4	1333	4 bif	1 bif	# ø 4,2 c/15 cm
L202(x)	570	4,2	5	12,5	17,5	1257	1197	S4	1333	4 bif	1 bif	# ø 4,2 c/15 cm
L203(x)	570	2,35	5	12,5	17,5	393	670	S0	536	1 trif	1 bif	# ø 4,2 c/20 cm
L204(x)	570	3,2	5	12,5	17,5	730	912	S1	739	2 bif	1 bif	# ø 4,2 c/20 cm
L205(x)	570	2,4	5	12,5	17,5	410	684	S0	536	1 trif	1 bif	# ø 4,2 c/20 cm

(7.1., PR501-E)

2.1.6.1. Cálculo de las tensiones

- **Carga gravitatoria en muro por mm**



$$P_{2^{\circ}P} = R_{L203} + R_{L204}$$

$$P_{2^{\circ}P} = 6,7 \text{ N/mm} + 9,12 \text{ N/mm} = 15,82 \text{ N/mm}$$

$$P_{1^{\circ}P} = P_{2^{\circ}P} + P_{\text{muro } (2^{\circ}P)} + R_{L103} + R_{L104}$$

$$P_{1^{\circ}P} = 15,82 \text{ N/mm} + 0,00002 \text{ N/m}^3 \times 200 \text{ mm} \times 2800 \text{ mm} + (6,64 + 9,04) \text{ N/mm}$$

$$P_{1^{\circ}P} = 42,7 \text{ N/mm}$$

$$P_{PB} = P_{1^{\circ}P} + P_{\text{muro } (1^{\circ}P)} + R_{L3} + R_{L4}$$

$$P_{PB} = 42,7 \text{ N/mm} + 11,2 \text{ N/mm} + (6,64 + 9,04) \text{ N/mm} = 69,58 \text{ N/mm}$$

Una vez obtenidas las cargas actuantes en el muro, se verificará la capacidad del muro con mampostería simple (sin armadura de refuerzo).

- **Propiedades mecánicas del muro:**

Espesor : $e = 200\text{mm}$

Altura : $h_{\text{max}} = 3000\text{mm}$

Con esta característica, la tensión de compresión de la mampostería simple en planta baja es:

$$f'_t = \frac{P_n}{e_m} = \frac{69,58\text{N/mm}}{200\text{mm}} = 0,35\text{MPa} \Rightarrow f'_t > f'_{\text{adm}} \quad (\text{No verifica})$$

NOTA: Debido a que el muro analizado de planta baja no verifica a carga axial, se presentan dos posibles alternativas para mejorar su comportamiento:

A) – Modificar las características del mortero a emplear.

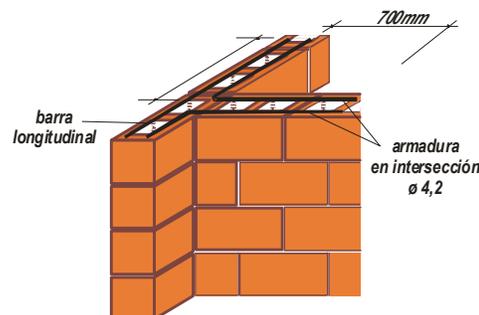
B) - Aumentar el espesor del muro (cambiando el mampuesto a emplear)

Se adopta la opción (A), es decir, se utilizará para la construcción de los muros de bloques huecos de hormigón, mortero de resistencia “intermedia”. Con estas características los muros tendrán una tensión admisible de **0,4MPa** (Ver tabla 3)

(7.3.2., PR501-E) **2.1.7. Intersección de muros**

Considerando que los muros están conformados por bloques huecos de hormigón, se adopta para encuentro de muros, intersección con traba de la mampostería. El cincuenta por ciento de los mampuestos de la intersección deberán trabarse con mampuestos alternados que apoyen al menos 80 mm sobre el mampuesto inferior (7.3.2.1.).

Además, por tratarse de un edificio de tres niveles, es aconsejable complementar la “intersección trabada” de los muros mediante armadura de refuerzo ubicada en las juntas de asiento, espaciadas verticalmente 600 mm. El refuerzo estará conformado por barras de 4,2 mm de diámetro, extendidas como mínimo 700 mm en cada una de las direcciones de la intersección (7.3.2.3.).



(8.1., PR501-E)

2.1.8. Encadenados

(8.1.1., PR501-E)

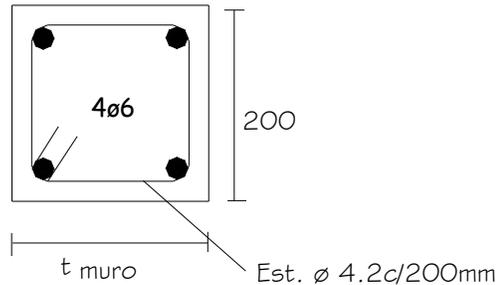
2.1.8.1. Encadenados horizontales

Los muros portantes contarán con un encadenado horizontal de hormigón armado, de ancho igual al espesor del muro (200 mm.), y altura de 150 mm, que formará parte de las losas de entrepiso y techo (8.1.1.1.)

Los encadenados horizontales contarán con la siguiente armadura (8.1.1.5.):

$$A_{sl} = 4\phi 6$$

$$\text{Est : } \phi 4,2 \text{ c / } 200\text{mm}$$



El acero a emplear será ADN-420

El hormigón que se utilizará para los encadenados horizontales y verticales tendrá una resistencia mínima a la compresión de 13 MPa, con un contenido de cemento de 250 kg/m³

(8.1.2., PR501-E)

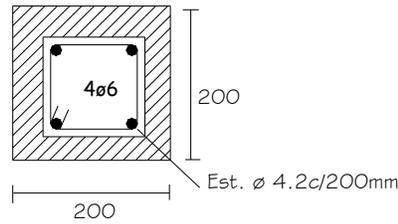
2.1.8.2. Encadenados verticales

Los encadenados verticales se armarán dentro de los huecos de los bloques portantes de hormigón (bloque columna), que contarán con una sección mínima del hueco de 10000 mm².

La armadura a utilizar en los encadenados verticales será (8.1.2.2.):

$$A_{sl} = 4\phi 6$$

$$\text{Est : } \phi 4,2 \text{ c / } 200\text{mm}$$



El acero a emplear será ADN-420

Las barras longitudinales de los encadenados verticales, se empalmarán en una longitud de 400 mm, a barras de acero verticales de idénticas características, que se dejarán previstas para tal fin, durante la ejecución de la fundación (8.1.2.3.).

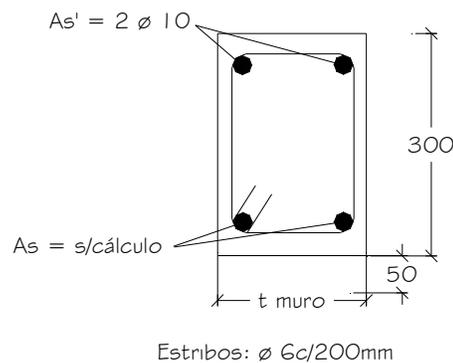
Las barras longitudinales de los encadenados verticales atravesarán los encadenados horizontales para permitir su empalme con el encadenado vertical del piso superior (8.1.2.4.).

2.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO

En este trabajo lo que se pretende es desarrollar específicamente el cálculo y diseño de los muros de mampostería resistente que integran la estructura del edificio siguiendo las prescripciones del Proyecto de Reglamento CIRSOC 501, sin embargo, se incluye, además, cálculos y dimensiones de las secciones de algunos elementos de hormigón armado, que integran la estructura del edificio (ver plantas de estructura).

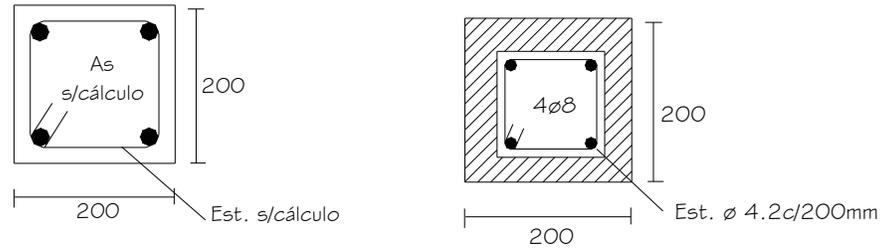
(8.3.y 8.4., PR501-E) • Dinteles y aberturas (8.3.) – (8.4.)

El tratamiento de dinteles y aberturas en general, se hará verificando estos elementos como “Vigas de Carga”. Se incluyen a continuación esquemas de dichos elementos especificando algunas dimensiones y armaduras correspondientes.



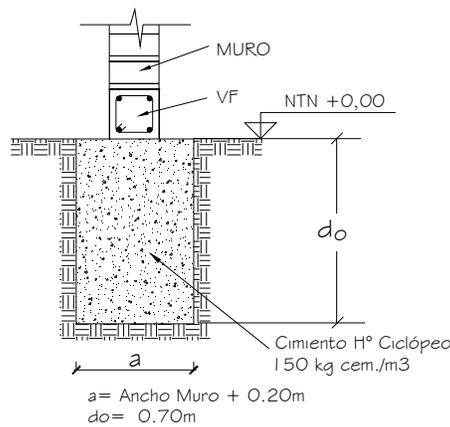
- **Columnas de cargas**

Se incluyen a continuación esquemas de "block-column" y de columnas de carga de hormigón armado, especificando algunas dimensiones y armaduras correspondientes.

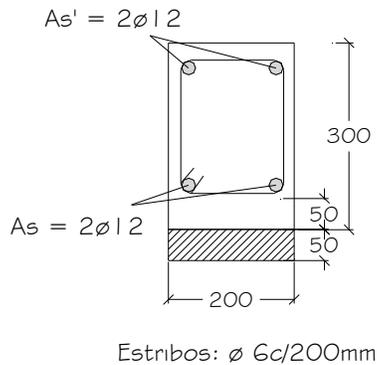


- **Fundaciones**

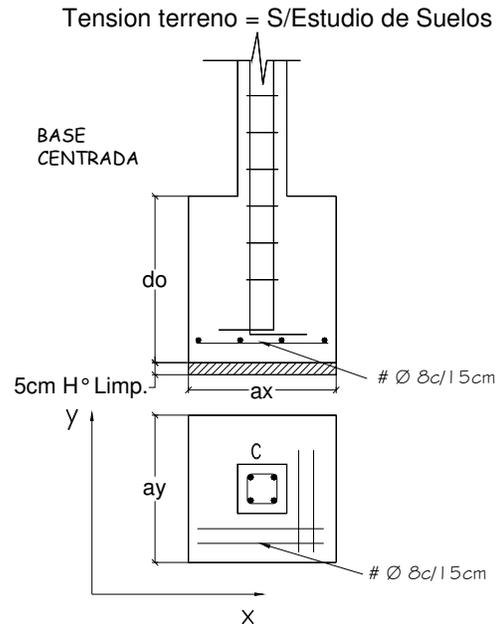
El presente ejemplo no pretende desarrollar el cálculo de la estructura de fundación, sólo se incluyen detalles de cimientos bajo muros, vigas de arriostamiento y bases.



DETALLE DE CIMIENTOS DE HORMIGÓN CICLÓPEO BAJO MUROS



DETALLE DE VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO "VA"



DETALLE DE BASE CENTRADA DE HORMIGÓN ARMADO

BIBLIOGRAFÍA

1. *CIRSOC, Proyecto de reglamento argentino CIRSOC 501, Reglamento argentino de estructuras de mampostería. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.*
2. *CIRSOC, Comentarios al proyecto de reglamento argentino CIRSOC 501, Comentarios al reglamento argentino de estructuras de mampostería. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.*
3. *CIRSOC, Proyecto de reglamento argentino CIRSOC 501-E, Reglamento simplificado de construcciones de mampostería de bajo compromiso estructural. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.*
4. *CIRSOC, Comentarios al proyecto de reglamento argentino CIRSOC 501-E, Comentarios al reglamento simplificado de construcciones de mampostería de bajo compromiso estructural. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.*
5. *INPRES, Reglamento INPRES-CIROC 103, Normas argentinas para construcciones sismorresistentes, Parte III Construcciones de mampostería. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 1991.*
6. *Building code requirements for masonry structures, (ACI 530-02/ASCE 5-02/TMS 402-02).*
7. *Commentary on building code requirements for masonry structures, (ACI 530-02/ASCE 5-02 /TMS 402-02)*
8. *Specification for masonry structures, (ACI 530.1-02/ASCE 6-02/TMS 602-02).*
9. *Commentary on specification for masonry structures, (ACI 530.1-02/ASCE 6-02/TMS 602-02).*
10. *Masonry Designers' guide, fourth edition. Based on building code requirements for masonry structures (ACI 530-02 / ASCE 5-02/TMS 402-02) and specifications for masonry structures (ACI 530.1-02/ASCE 6-02/TMS 602-02) with illustrated design applications. The masonry society, 2003.*



INTI
Instituto Nacional
de Tecnología Industrial



Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI