

EJEMPLO DE CÁLCULO DE MUROS DE TERMOARCILLA®

SEGÚN EL CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN



ÍNDICE DE CONTENIDO

	Páginas
0. INTRODUCCIÓN. OBJETO	2
1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL	6
▪ PROCESO GENERAL DE CÁLCULO	6
▪ EVALUACIÓN DE ACCIONES	10
▪ CÁLCULO DE EXCENTRICIDADES EN PRIMER ORDEN	19
▪ COMPROBACIÓN DE SECCIONES	25
▪ ANÁLISIS EN PRIMER ORDEN. CÁLCULO DE SOLICITACIONES	54
▪ DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	59
▪ ANÁLISIS EN SEGUNDO ORDEN. PROCEDIMIENTO	60
▪ CÁLCULO DEL FACTOR REDUCTOR DE LA CAPACIDAD RESISTENTE	65
▪ COMPROBACIÓN DEFINITIVA DE SECCIONES	69
▪ ROZAS Y REBAJES	74
▪ ESTRATEGIAS DE PROYECTO Y DIMENSIONADO	77
2. CÁLCULO A ACCIÓN DE VIENTO	80
▪ ESTABILIDAD GENERAL ANTE ACCIONES HORIZONTALES	80
▪ COMPROBACIÓN DE LOS MUROS DE CARGA EXTERIORES	83
▪ COMPROBACIÓN DE LOS MUROS DE ARRIOSTRAMIENTO	86
▪ COMPROBACIÓN DE LOS MUROS DE CERRAMIENTO NO CARGADOS	91
▪ JUNTAS VERTICALES DE MOVIMIENTO EN MUROS SUSTENTADOS	94
3. CONCLUSIONES	95

0. INTRODUCCIÓN. OBJETO

El presente documento tiene por objeto el desarrollo pormenorizado de los procesos a seguir para verificar el cumplimiento de las condiciones resistentes y de estabilidad de un edificio convencional proyectado con muros de Termoarcilla®.

El procedimiento utilizado se basa en el contenido del Código Técnico de la Edificación; respetando, en particular, las prescripciones, modelos y parámetros establecidos en los siguientes Documentos Básicos:

- DB SE (*“Seguridad Estructural”*)
- DB SE-AE (*“Seguridad Estructural: Acciones en la Edificación”*)
- DB SE-F (*“Seguridad Estructural: Fábrica”*)

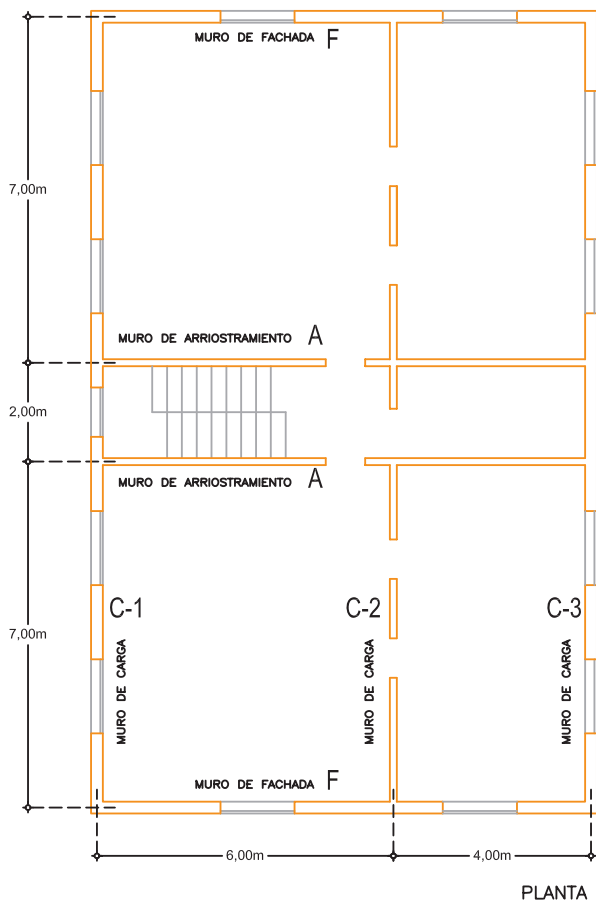
Para este objetivo, se ha elegido como ejemplo objeto de estudio un edificio sencillo en cuanto a la geometría se refiere; que tiene, no obstante, un número considerable de situaciones diferentes que afectan al dimensionado de los muros, lo que permite exponer los procedimientos y estrategias a seguir en cada caso.

En este documento se presentan los procedimientos básicos para el dimensionado de los elementos a un nivel global de estructura, y las rutinas necesarias para verificar los requisitos de resistencia y estabilidad exigidos por la normativa para cada tipo de muro, utilizando como único recurso el cálculo manual.

La descripción del edificio a estudiar y los datos de partida de Proyecto aparecen detallados en la hoja gráfica adjunta.

0. DESCRIPCIÓN DEL OBJETO

0.1 DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA

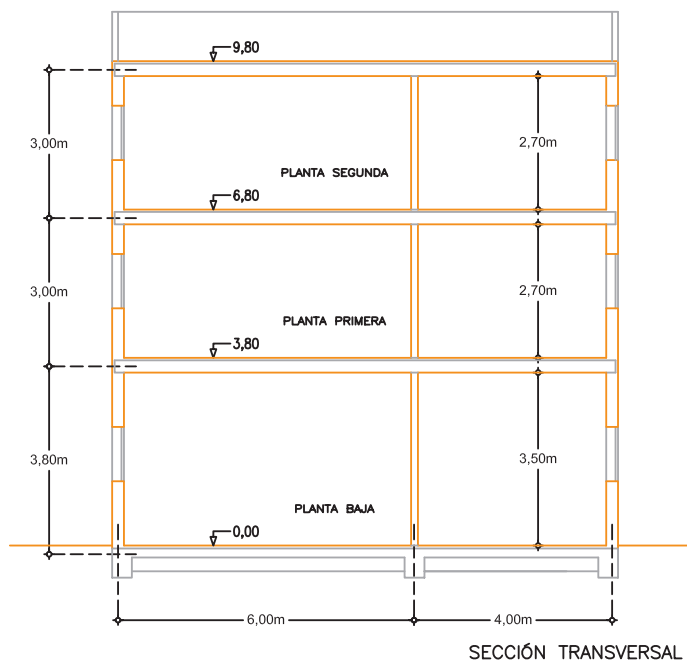
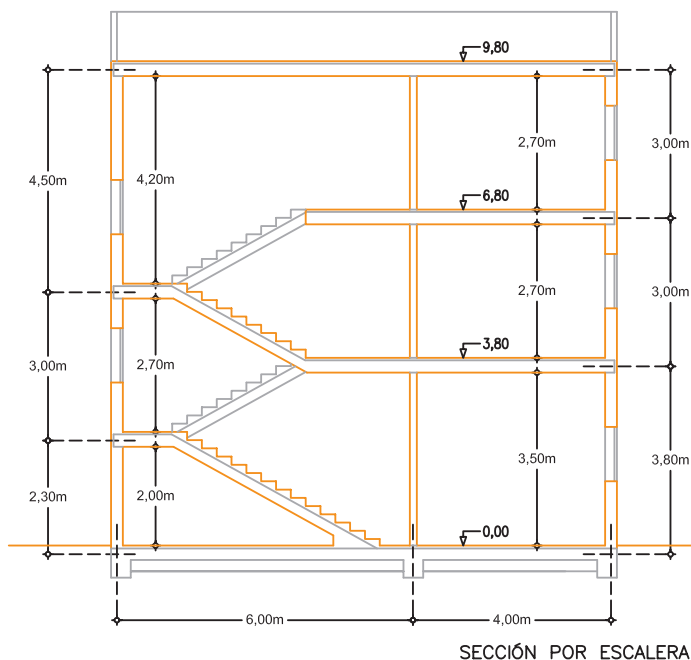


CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EDIFICIO

- Edificio con muros de carga en una dirección y muros de arriostamiento en la dirección perpendicular
- Número de plantas: 3 (baja más dos). Altura máxima 9,50m
- Cubierta plana
- Uso: vivienda
- Ubicación: Madrid. Zona urbana
- Características de los forjados:
 - tipo: unidireccional de viguetas armadas
 - separación entre nervios: 0,70m
 - ancho de apoyo sobre muro: espesor total menos 0,05m

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS MUROS

- Muros de fábrica de bloque cerámico TERMOARCILLA®
- Espesores utilizados:
 - Muros exteriores:
 - 0,24 m
 - 0,29 m
 - Muros interiores:
 - 0,14 m
 - 0,19 m
- Resistencia normalizada a compresión de las piezas: $f_b = 10 \text{ N/mm}^2$ (valor declarado por el fabricante)
- Tipo de mortero utilizado: M 7,5 ($f_m = 7,5 \text{ N/mm}^2$)
- Peso específico de las fábricas: $\rho = 13 \text{ kN/m}^3$



Destacamos a continuación los rasgos esenciales, que tienen trascendencia en los procedimientos de dimensionado.

El edificio planteado tiene tres tipos de muros, esencialmente distintos en cuanto a su tratamiento se refiere, que se corresponden con los tipos planteados en el DB SE-F:

- Muros de carga (sometidos predominantemente a carga vertical)
- Muros de arriostramiento (sometidos a cortante)
- Muros de fachada (sometidos a acciones laterales locales)

En el ejemplo se desarrolla el análisis y comprobación de todos los muros de carga, sin omitir ninguno, por tener cada uno de ellos condiciones de proyecto muy diferentes. Ello permite extraer conclusiones relativas a la influencia que cada una de las variables tiene en el comportamiento. Además, el muro exterior afectado por la zona de la escalera presenta, a su vez, dos tramos claramente diferenciados entre sí; por lo que se ha realizado un análisis específico para cada uno de ellos, denominados en la documentación gráfica como “zona de escalera” y “zona de planta”. Los resultados obtenidos son muy similares en un análisis en primer orden; sin embargo las diferencias son definitivas cuando intervienen las condiciones de esbeltez y arriostramiento, por lo que se han incluido la totalidad de los resultados, aun a costa de parecer repetitivo.

Los muros transversos se han diferenciado, para su tratamiento, en dos tipos distintos, denominados muros de fachadas y muros de arriostramiento, aunque debe entenderse que, tanto unos como otros, contribuyen a la estabilidad global de la estructura. La razón de diferenciar los dos tipos consiste en destacar el estado de cargas y sollicitaciones que condiciona el dimensionado de cada uno de ellos que, como se verá, son esencialmente distintos.

Se ha desarrollado el ejemplo para dos hipótesis de carga fundamentales, denominadas en la documentación gráfica como “acción vertical” y “acción de viento”. Cabe destacar que el análisis realizado no considera la hipótesis de cargas accidentales. En particular, no se ha incluido la hipótesis de carga que incorpora el efecto de la acción del sismo, porque entendemos que el procedimiento de evaluación de ese efecto requiere un estudio específico en otro documento.

Se han tomado como datos de partida los valores de los parámetros que, habitualmente, son objeto de decisión por parte del proyectista y, en cualquier caso, deben ser especificados en la fase de proyecto. No obstante, los resultados obtenidos en las distintas etapas del cálculo, pueden indicar la necesidad de modificar algunos de ellos; lo cual obliga a reconsiderar el cálculo realizado previamente. En este documento se ha reproducido el proceso completo, intencionadamente, con objeto de poder orientar acerca de la influencia que tiene cada uno de los parámetros en el comportamiento global de la estructura.

Cabe destacar que, en todo momento, el análisis de los muros de carga, está íntimamente ligado al análisis de los forjados. Los modelos que se adopten para el análisis y correspondiente dimensionado de estos últimos, condicionan sustancialmente el estado de sollicitaciones e, incluso, el de cargas de los primeros, por tratarse de una estructura redundante, con diferentes posibilidades de readaptación de esfuerzos. Por ello, la validez definitiva del dimensionado de los muros debe quedar condicionada a determinadas prescripciones relacionadas, fundamentalmente, con la rigidez y capacidad resistente de los forjados.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

PROCESO GENERAL DE CÁLCULO

El artículo 3.1, párrafo 4) del Documento Básico “*Seguridad Estructural*” (en adelante DB SE), establece tres situaciones de dimensionado sobre las que deben aplicarse las condiciones de verificación correspondientes. Las dos primeras se refieren a situaciones persistentes y transitorias, respectivamente. La tercera se refiere a situaciones accidentales.

En este capítulo se desarrolla el procedimiento de comprobación para la primera de las situaciones indicadas. La combinación de carga utilizada es la correspondiente a las acciones permanentes y una acción gravitatoria variable.

La acción permanente considerada es el peso propio, tanto de los elementos estructurales (forjados y muros), como de los elementos constructivos que gravitan sobre ellos o “*cargas muertas*” (solados, tabiquerías y revestimientos).

Es importante destacar que el peso de la tabiquería aparece explícitamente incluido dentro del grupo de acciones permanentes, en el Documento Básico “*Seguridad estructural: Acciones en la edificación*” (en adelante DB SE-AE), lo que supone un cambio en el tratamiento de este tipo de acción, respecto de la normativa anterior. En este ejemplo se ha adoptado como peso de tabiquería el valor indicado en el artículo 2.1, párrafo 4) del mencionado documento básico.

La acción variable introducida es la sobrecarga de uso, tomada de la tabla 3.1 del DB SE-AE, para edificios de vivienda.

Todas las acciones consideradas en este primer capítulo son de naturaleza gravitatoria, por lo que nos referimos a esta combinación con el nombre de “*acción vertical*”.

El objetivo de este capítulo es sentar las bases fundamentales del dimensionado de los “*muros de carga*”, debido a que, para este tipo de muros, la acción vertical constituye la combinación fundamental que condiciona la validez de su capacidad portante.

El proceso general de verificación de los muros de carga se desarrolla en el artículo 5.2 “Muros sometidos predominantemente a carga vertical” del Documento Básico “Seguridad Estructural: Fábrica” (en adelante DB SE-F). El procedimiento consiste, esencialmente, en comparar la capacidad resistente de las secciones más significativas del muro, con el estado de sollicitaciones ante la combinación de cargas indicada.

La condición de verificación de la capacidad portante de un muro de carga es:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (\text{DB SE-F artículo 5.2.3 párrafo 1})$$

donde:

N_{Sd} es el valor de cálculo de la sollicitación

N_{Rd} es el valor de cálculo de la capacidad resistente deducido de las propiedades del material

El tipo de sollicitación en las secciones de los muros de carga, ante acción vertical, es de compresión compuesta. Los esfuerzos proceden de la transmisión de la carga de los forjados y del propio peso del muro, considerando los nudos muro-forjado con un cierto grado de rigidez, deducido según se indica para cada caso en apartados sucesivos.

La capacidad resistente de las secciones se obtiene con una hipótesis de comportamiento no lineal; suponiendo ausencia total de tracciones, y bloque comprimido con tensión constante igual al valor de cálculo de la resistencia del material.

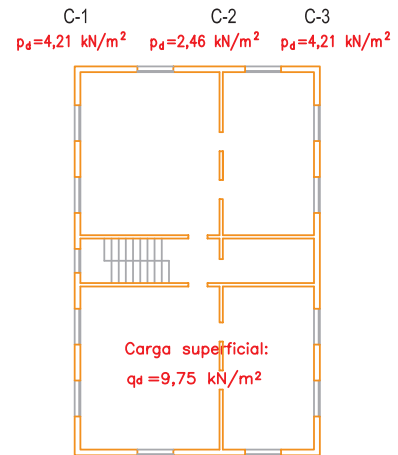
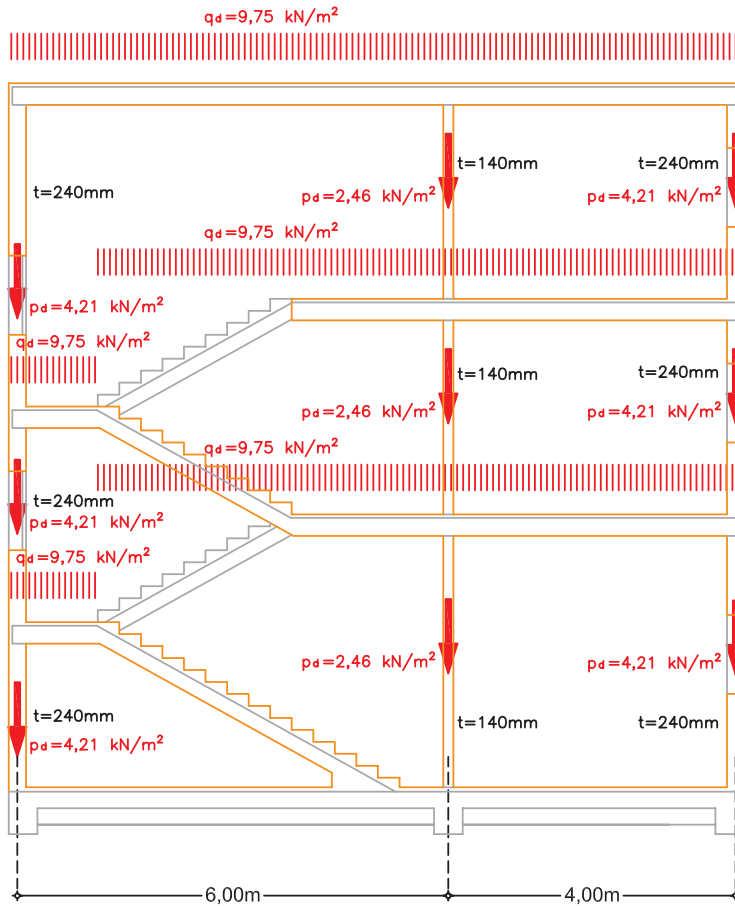
La comprobación debe hacerse en segundo orden, es decir, introduciendo la amplificación de excentricidad que supone el pandeo y las imperfecciones de ejecución, deducida, a su vez, de la esbeltez y condiciones de arriostramiento de cada muro.

El proceso general, esquemáticamente, comprende las siguientes fases:

- **Evaluación de acciones:** debe calcularse la carga procedente de los forjados que gravitan sobre cada muro, así como la carga debida a su propio peso.
- **Obtención del esfuerzo normal:** en las tres secciones significativas: sección de cabeza, sección de base y sección central.
- **Obtención del momento flector:** (expresado en términos de excentricidad del esfuerzo normal) en las secciones indicadas. El momento flector en la cabeza y en la base de cada muro se obtiene realizando el análisis de nudo correspondiente, admitiendo plastificación total o parcial, según los casos; en la sección central, se deduce del diagrama de momentos flectores a lo largo de la longitud del muro.
- **Comprobación en primer orden:** de las secciones de extremo, a compresión compuesta, con las solicitaciones obtenidas anteriormente. Esta primera comprobación es necesaria para reconsiderar el predimensionado de los elementos o el resto de las condiciones de proyecto, si fuere necesario; lo cual implicaría un nuevo análisis con las modificaciones introducidas.
- **Comprobación en segundo orden:** de las secciones indicadas, con los esfuerzos amplificados por efecto del pandeo y las imperfecciones de ejecución. El DB SE-F plantea el tratamiento del cálculo en segundo orden en términos de incremento de la excentricidad debida a las cargas. El efecto de pandeo propiamente dicho sólo afecta a la sección central. En las secciones de extremo basta con introducir el incremento de excentricidad por ejecución.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.1 CASO DE CARGA 1
(CARGA TOTAL EN LAS DOS CRUJÍAS)
1.1.1 EVALUACIÓN DE ACCIONES



Nota: se supone que las escaleras tienen la misma carga superficial que el resto de la planta

ESQUEMA DE ACCIONES GRAVITATORIAS
(por metro de ancho)

CARGAS PROCEDENTES DE FORJADOS:
(VALOR CARACTERÍSTICO)

Cargas permanentes: G_k

- peso propio forjado: 3,0 kN/m²
- pavimento: 1,0 kN/m²
- tabiquería: 1,0 kN/m²

TOTAL CARGAS PERMANENTES: $G_k = 5,0$ kN/m²

Cargas variables: Q_k

- sobrecarga de uso: 2,0 kN/m²

TOTAL CARGAS VARIABLES: $Q_k = 2,0$ kN/m²

TOTAL: 7,0 kN/m²

PESO PROPIO DE LOS MUROS:

$$p_k = \rho \cdot t$$

siendo:

- p_k = peso por unidad de superficie
- ρ = peso específico de la fábrica
- t = espesor del muro

Espesor $t = 0,14$ m:

$$p_k = 13 \text{ kN/m}^2 \times 0,14 \text{ m} = 1,82 \text{ kN/m}^2$$

Espesor $t = 0,19$ m:

$$p_k = 13 \text{ kN/m}^2 \times 0,19 \text{ m} = 2,47 \text{ kN/m}^2$$

Espesor $t = 0,24$ m:

$$p_k = 13 \text{ kN/m}^2 \times 0,24 \text{ m} = 3,12 \text{ kN/m}^2$$

Espesor $t = 0,29$ m:

$$p_k = 13 \text{ kN/m}^2 \times 0,29 \text{ m} = 3,77 \text{ kN/m}^2$$

COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD:
(Tabla 4.1 DB SE Seguridad Estructural)

Acciones permanentes: $\gamma_G = 1,35$

Acciones variables: $\gamma_Q = 1,50$

VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES:

Cargas procedentes de forjados:

$$q_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

$$q_d = 1,35 \times 5,0 \text{ kN/m}^2 + 1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 9,75 \text{ kN/m}^2$$

Peso propio de los muros:

$$p_d = \gamma_G \cdot p_k$$

$$p_d (\text{espesor } 0,14 \text{ m}) = 1,35 \times 1,82 \text{ kN/m}^2 = 2,46 \text{ kN/m}^2$$

$$p_d (\text{espesor } 0,19 \text{ m}) = 1,35 \times 2,47 \text{ kN/m}^2 = 3,33 \text{ kN/m}^2$$

$$p_d (\text{espesor } 0,24 \text{ m}) = 1,35 \times 3,12 \text{ kN/m}^2 = 4,21 \text{ kN/m}^2$$

$$p_d (\text{espesor } 0,29 \text{ m}) = 1,35 \times 3,77 \text{ kN/m}^2 = 5,09 \text{ kN/m}^2$$

Nota: la tabiquería debe considerarse carga permanente, según el DB SE-AE a efectos de adoptar el correspondiente coeficiente de seguridad.

EVALUACIÓN DE ACCIONES

Las acciones gravitatorias sobre los muros de carga proceden de su propio peso y de los forjados que apoyan en ellos.

La acción debida al propio peso de cada muro es función del peso específico de la fábrica y de su espesor. El valor de cálculo de la carga, por unidad de superficie, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$p_d = \gamma_G \cdot \rho \cdot t$$

donde:

- p_d es el valor de cálculo de la carga debida a peso propio (por unidad de superficie)
- γ_G es el coeficiente parcial de seguridad para acciones permanentes
- ρ es el peso específico de la fábrica (valor adoptado para Termoarcilla® 13 kN/m³)
- t es el espesor del muro

El valor de cálculo de la carga debida al peso propio del muro, en una sección determinada, para un metro de longitud es:

$$P_{d,i} = p_d \cdot h_i$$

donde:

- $P_{d,i}$ es el valor de cálculo de la carga en la sección "i", por unidad de longitud
- p_d es el valor de cálculo de la carga superficial debida a peso propio
- h_i es la altura de la sección considerada, medida desde la cabeza del muro

La carga debida a los forjados puede evaluarse, sólo a efectos de conocer el orden de magnitud, suponiendo que cada forjado transmite la mitad de la carga total a cada uno de los dos muros donde apoya. Con esta simplificación, puede obtenerse el valor aproximado de la reacción de los muros sobre el forjado, con las expresiones siguientes:

$$R_d = \frac{1}{2} \cdot q_d \cdot L \quad (\text{muro extremo})$$

$$R_d = \frac{1}{2} \cdot q_d \cdot (L_{izq} + L_{der}) \quad (\text{muro interior})$$

donde:

- R_d es el valor de cálculo de la reacción sobre el forjado, por metro de longitud
- q_d es el valor de cálculo de la carga superficial del forjado
- L es la luz de cálculo de los tramos correspondientes

Sin embargo, este supuesto considera sólo la reacción isostática de los muros sobre los forjados. Debido a que lo habitual es que los forjados sean de hormigón (unidireccional, bidireccional o losa maciza), es preciso considerar la componente hiperestática de la reacción, debida a la continuidad en los apoyos y a la rigidez de

los nudos. Para una evaluación exacta es preciso tener la estructura totalmente dimensionada y analizada, lo cual no es posible en esta primera fase. En primera aproximación, se puede deducir fácilmente la reacción hiperestática, suponiendo que los forjados se comportan como vigas continuas de sección constante, apoyadas en el eje de los muros.

Según el modelo de análisis utilizado para el dimensionado de los forjados (elástico o plástico), se puede obtener el valor del momento de continuidad en los apoyos y la reacción sobre cada muro.

En rigor, el valor de la reacción sobre cada muro es la suma de los cortantes del forjado a ambos lados del apoyo. Si los tramos de forjado tienen luz constante, se puede tabular el valor de la reacción sobre los muros, en función del número de tramos:

$$R_d = \alpha \cdot q_d \cdot L$$

donde:

- R_d es el valor de cálculo de la reacción en cada apoyo
- q_d es el valor de cálculo de la carga superficial del forjado
- L es la luz de los forjados a ejes de muros
- α coeficiente tabulado

Valor del coeficiente α . Análisis elástico:

▪ forjado de un tramo:

	APOYO 1	APOYO 2
α	0,5	0,5

▪ forjado de dos tramos:

	APOYO 1	APOYO 2	APOYO 3
α	0,375	1,25	0,375

▪ forjado de tres tramos:

	APOYO 1	APOYO 2	APOYO 3	APOYO 4
α	0,40	1,10	1,10	0,40

▪ forjado de n tramos:

	APOYO 1	APOYO 2	APOYO 3	APOYO n	APOYO n+1
α	0,40	1,10	1,00	1,00	1,10	0,40

Valor del coeficiente a . Análisis plástico (es lo habitual):

▪ forjado de un tramo:

	APOYO 1	APOYO 2
α	0,5	0,5

▪ forjado de dos tramos:

	APOYO 1	APOYO 2	APOYO 3
α	0,415	1,170	0,415

▪ forjado de tres tramos:

	APOYO 1	APOYO 2	APOYO 3	APOYO 4
α	0,415	1,085	1,085	0,415

▪ forjado de n tramos:

	APOYO 1	APOYO 2	APOYO 3	APOYO n	APOYO n+1
α	0,415	1,085	1,00	1,00	1,085	0,415

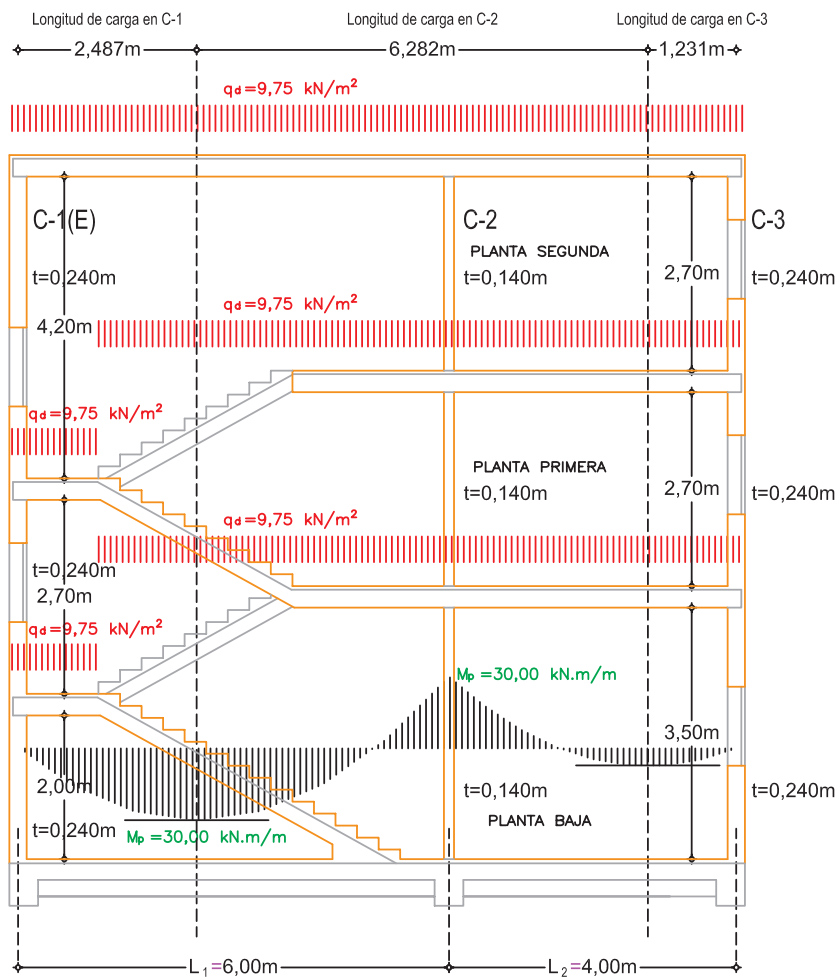
Como puede observarse en la tabulación anterior, el efecto hiperestático debido a la continuidad de los forjados sólo tiene ligera influencia en los apoyos extremos, con un valor parecido en análisis elástico o plástico. Por otra parte, en los muros extremos, la magnitud de la carga no es el parámetro fundamental que condiciona su dimensionado, sino la excentricidad en el apoyo. La magnitud de la carga sólo es un parámetro decisivo en los muros interiores, de los cuales, el más cargado (a igualdad de luces) es el inmediato al muro extremo. Por ello, una simplificación aceptable en esta primera fase, a favor de la seguridad, consiste en incrementar el valor isostático de la carga en un 10%, en el primer muro interior, para tener en cuenta el efecto hiperestático; sin necesidad de hacer ninguna corrección en el resto.

En el ejemplo analizado, debido a que las luces son diferentes, no es aplicable la tabulación anterior, por lo que ha sido necesario calcular las reacciones hiperestáticas a partir del momento de continuidad. Para evaluar este último, se ha supuesto análisis plástico de los forjados.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.1 CASO DE CARGA 1

1.1.2 CARGA EN MUROS PROCEDENTE DE FORJADOS



CÁLCULO DE ESFUERZOS EN FORJADOS

Momento de continuidad:
(en 1ª aproximación: momento plástico)
 $M_p = qL^2/11,7 = 9,75 \text{ kN/m}^2 \times (6,00\text{m})^2/11,7 = 30,00 \text{ kN.m/m}$

Esfuerzos cortantes:
TRAMO 1:
 $V_1^{za} = qL_1/2 - M_p/L_1 = 24,25 \text{ kN/m}$
 $V_1^{er} = qL_1/2 + M_p/L_1 = 34,25 \text{ kN/m}$
TRAMO 2:
 $V_2^{za} = qL_2/2 + M_p/L_2 = 27,00 \text{ kN/m}$
 $V_2^{er} = qL_2/2 - M_p/L_2 = 12,00 \text{ kN/m}$

REACCIONES SOBRE MUROS:

Muro de carga C-1:
 $R_1 = V_1^{za} = 24,25 \text{ kN/m}$
(Gráficamente $R_1 = 2,487q = 24,25 \text{ kN/m}$)

Muro de carga C-2:
 $R_2 = V_1^{er} + V_2^{za} = 61,25 \text{ kN/m}$
(Gráficamente $R_2 = 6,282q = 61,25 \text{ kN/m}$)

Muro de carga C-3:
 $R_3 = V_2^{er} = 12,00 \text{ kN/m}$
(Gráficamente $R_3 = 1,231q = 12,00 \text{ kN/m}$)

CÁLCULO ANALÍTICO DE LA LONGITUD DE CARGA:

$L_{\text{carga}} = R/q$

CARGAS DE CÁLCULO PROCEDENTES DE FORJADOS
OBTENCIÓN GRÁFICA DE LAS REACCIONES SOBRE MUROS
(en 1ª aproximación con momentos plásticos)

OBSERVACIÓN: la distancia entre las tangentes horizontales del diagrama de flectores representa la longitud de carga sobre cada muro

PESO PROPIO DE LOS MUROS: $P_i = p_d \cdot h_i$

Muro de carga C-1(E) (zona de escalera):

PLANTA SEGUNDA:
a media altura:
 $P_{C-1(E)}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 4,20\text{m} = 8,81 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-1(E)}^b = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 4,20\text{m} = 17,68 \text{ kN/m}$
PLANTA PRIMERA:
a media altura:
 $P_{C-1(E)}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70\text{m} = 5,68 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-1(E)}^b = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} = 11,37 \text{ kN/m}$
PLANTA BAJA:
a media altura:
 $P_{C-1(E)}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,00\text{m} = 4,21 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-1(E)}^b = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 2,00\text{m} = 8,42 \text{ kN/m}$

Muro de carga C-2

PLANTA SEGUNDA:
a media altura:
 $P_{C-2}^{h/2} = 2,46 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70\text{m} = 3,32 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-2}^b = 2,46 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} = 6,64 \text{ kN/m}$
PLANTA PRIMERA:
a media altura:
 $P_{C-2}^{h/2} = 2,46 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70\text{m} = 3,32 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-2}^b = 2,46 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} = 6,64 \text{ kN/m}$
PLANTA BAJA:
a media altura:
 $P_{C-2}^{h/2} = 2,46 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 3,50\text{m} = 4,31 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-2}^b = 2,46 \text{ kN/m}^2 \times 3,50\text{m} = 8,61 \text{ kN/m}$

Muro de carga C-3 y C-1(P) (zona de planta):

PLANTA SEGUNDA:
a media altura:
 $P_{C-3}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70\text{m} = 5,68 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-3}^b = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} = 11,37 \text{ kN/m}$
PLANTA PRIMERA:
a media altura:
 $P_{C-3}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70\text{m} = 5,68 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-3}^b = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} = 11,37 \text{ kN/m}$
PLANTA BAJA:
a media altura:
 $P_{C-3}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 3,50\text{m} = 7,37 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-3}^b = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 3,50\text{m} = 14,74 \text{ kN/m}$

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.1 CASO DE CARGA 1

1.1.3 ESFUERZO NORMAL EN MUROS

1.1.3.2 ZONA DE ESCALERA. REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS

REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS EN MUROS DE PLANTA BAJA:

(DB SE AE. Tabla 3.2 Coeficiente de reducción de sobrecargas)

Coeficiente de reducción de sobrecargas: 0,9

(tres plantas del mismo uso por encima)

Porcentaje de sobrecarga en forjados (respecto a carga total):

$$\gamma_Q \cdot Q_k / (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k)$$

$$1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 / (1,35 \times 5,0 \text{ kN/m}^2 + 1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) = 3,0 / 9,75 = 31\%$$

Coeficiente de reducción (respecto de la carga total):

$$69\% + 0,9 \times 31\% = 96,9\%$$

CARGA REDUCIDA EN CABEZA DE MUROS DE PLANTA BAJA:

MURO C-1(E):

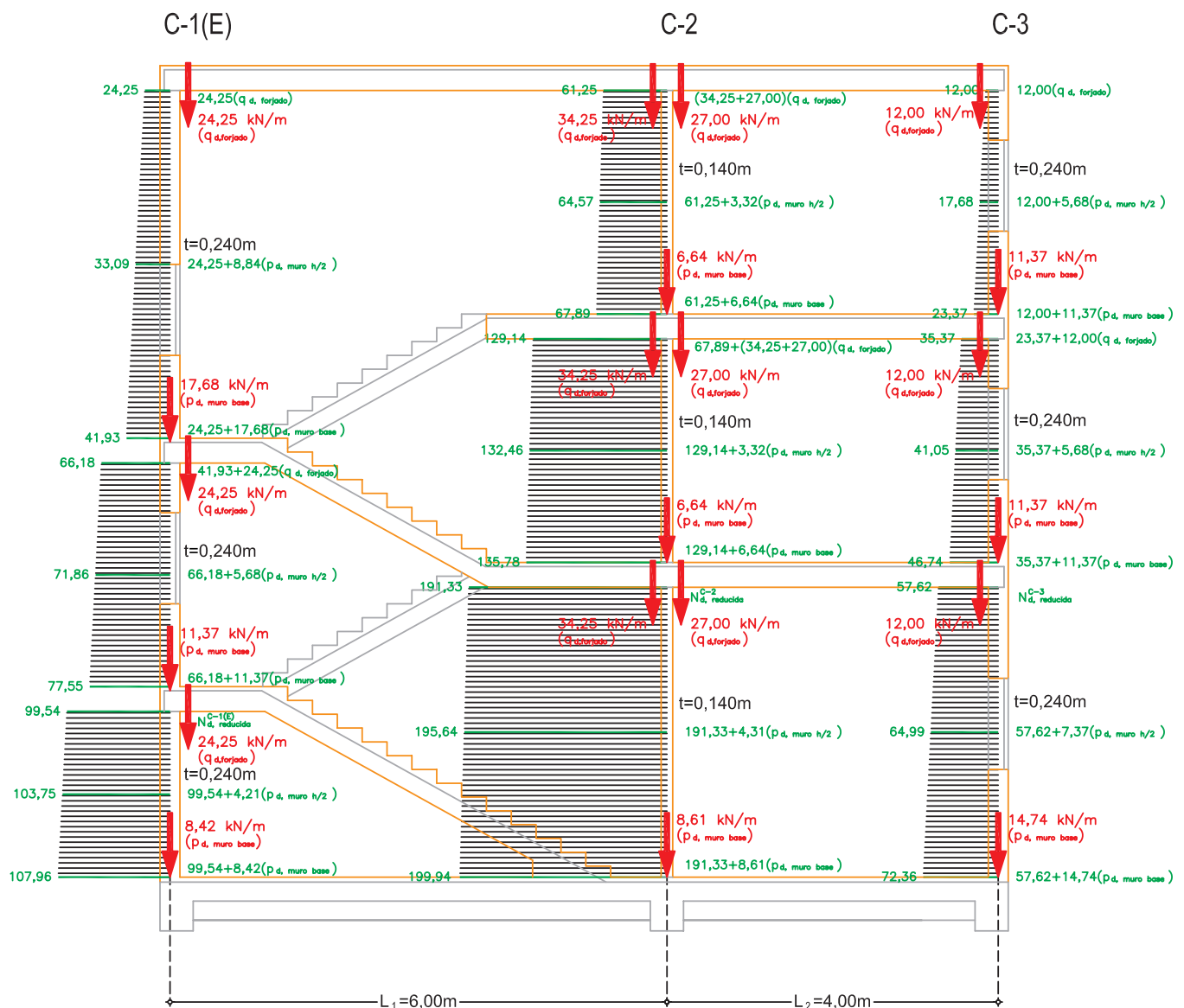
$$N_{d, reducida}^{C-1(E)} = 3 \times 0,969 \times 24,25 \text{ kN/m} + 17,68 \text{ kN/m} + 11,37 \text{ kN/m} = 99,54 \text{ kN/m}$$

MURO C-2:

$$N_{d, reducida}^{C-2} = 3 \times 0,969 \times (34,25 + 27,00) \text{ kN/m} + 2 \times 6,64 \text{ kN/m} = 191,33 \text{ kN/m}$$

MURO C-3:

$$N_{d, reducida}^{C-3} = 3 \times 0,969 \times 12,00 \text{ kN/m} + 2 \times 11,37 \text{ kN/m} = 57,62 \text{ kN/m}$$



BAJADA DE CARGAS
DIAGRAMAS DE ESFUERZOS NORMALES DE CÁLCULO
(valores en kN/m)

OBSERVACIÓN: las pendientes de los diagramas representan el peso propio de los muros

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.1 CASO DE CARGA 1

1.1.3 ESFUERZO NORMAL EN MUROS

1.1.3.2 ZONA DE ESCALERA. REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS

REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS EN MUROS DE PLANTA BAJA:

(DB SE AE. Tabla 3.2 Coeficiente de reducción de sobrecargas)

Coeficiente de reducción de sobrecargas: 0,9
(tres plantas del mismo uso por encima)

Porcentaje de sobrecarga en forjados (respecto a carga total):

$$\gamma_Q \cdot Q_k / (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k)$$

$$1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 / (1,35 \times 5,0 \text{ kN/m}^2 + 1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) = 3,0 / 9,75 = 31\%$$

Coeficiente de reducción (respecto de la carga total):

$$69\% + 0,9 \times 31\% = 96,9\%$$

CARGA REDUCIDA EN CABEZA DE MUROS DE PLANTA BAJA:

MURO C-1(E):

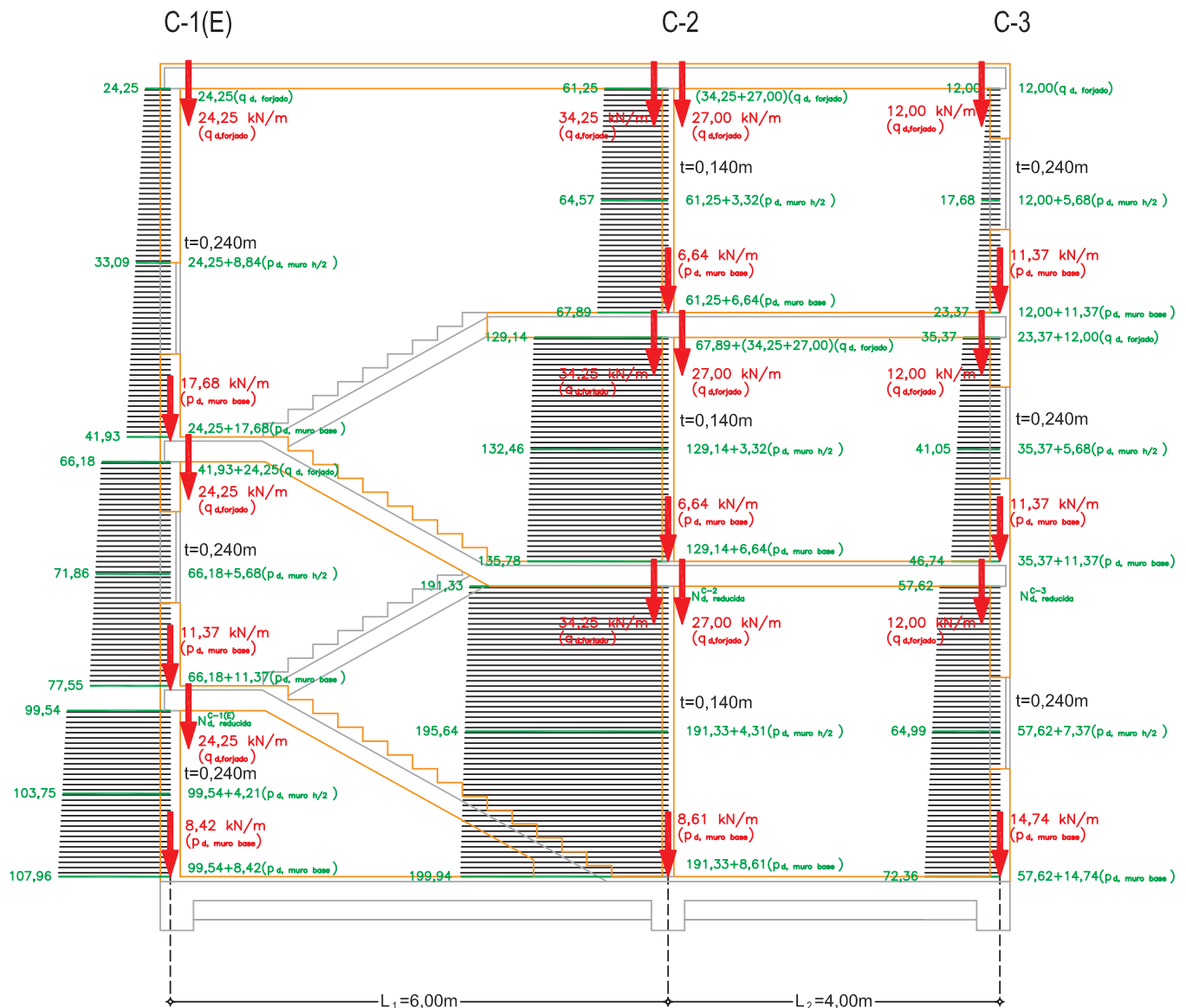
$$N_{d, reducida}^{C-1(E)} = 3 \times 0,969 \times 24,25 \text{ kN/m} + 17,68 \text{ kN/m} + 11,37 \text{ kN/m} = 99,54 \text{ kN/m}$$

MURO C-2:

$$N_{d, reducida}^{C-2} = 3 \times 0,969 \times (34,25 + 27,00) \text{ kN/m} + 2 \times 6,64 \text{ kN/m} = 191,33 \text{ kN/m}$$

MURO C-3:

$$N_{d, reducida}^{C-3} = 3 \times 0,969 \times 12,00 \text{ kN/m} + 2 \times 11,37 \text{ kN/m} = 57,62 \text{ kN/m}$$



BAJADA DE CARGAS
DIAGRAMAS DE ESFUERZOS NORMALES DE CÁLCULO
(valores en kN/m)

OBSERVACIÓN: las pendientes de los diagramas representan el peso propio de los muros

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.1 CASO DE CARGA 1

1.1.3 ESFUERZO NORMAL EN MUROS

1.1.3.3 ZONA DE PLANTA

ESFUERZOS NORMALES (en kN/m) (para un metro de ancho)

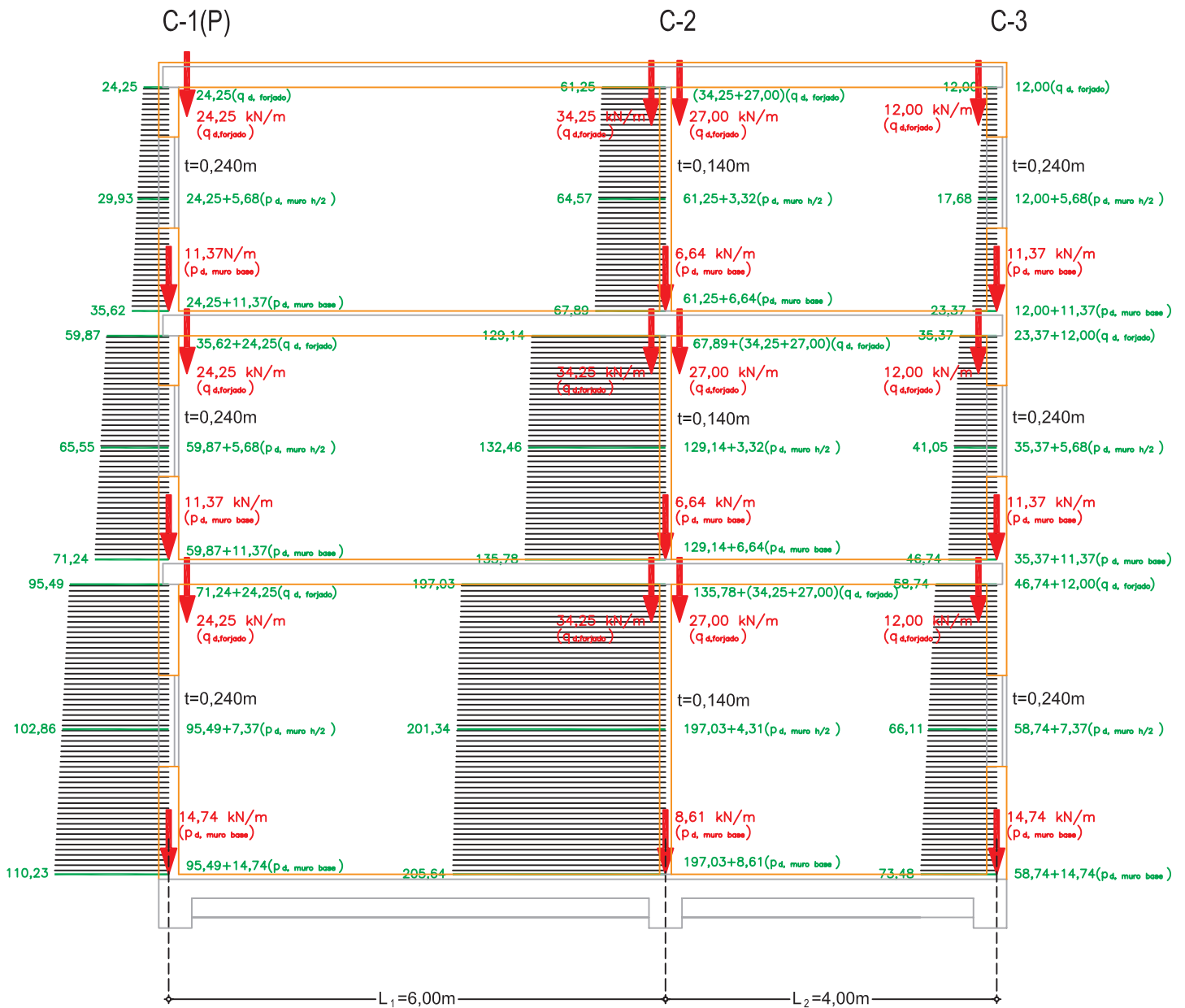
$$N_d^i = \sum q_d + \sum p_d$$

siendo:

N_d^i esfuerzo normal de cálculo en la sección "i"

$\sum q_d$ suma de cargas de forjado por encima de sección "i"

$\sum p_d$ suma de peso propio de muro por encima de sección "i"



BAJADA DE CARGAS
DIAGRAMAS DE ESFUERZOS NORMALES DE CÁLCULO
(valores en kN/m)

OBSERVACIÓN: las pendientes de los diagramas representan el peso propio de los muros

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.1 CASO DE CARGA 1

1.1.3 ESFUERZO NORMAL EN MUROS

1.1.3.4 ZONA DE PLANTA. REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS

REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS EN MUROS DE PLANTA BAJA:

(DB SE AE. Tabla 3.2 Coeficiente de reducción de sobrecargas)

Coeficiente de reducción de sobrecargas: 0,9
(tres plantas del mismo uso por encima)

Porcentaje de sobrecarga en forjados (respecto a carga total):

$$\gamma_Q \cdot Q_k / (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k)$$

$$1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 / (1,35 \times 5,0 \text{ kN/m}^2 + 1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) = 3,0 / 9,75 = 31\%$$

Coeficiente de reducción (respecto de la carga total):

$$69\% + 0,9 \times 31\% = 96,9\%$$

CARGA REDUCIDA EN CABEZA DE MUROS DE PLANTA BAJA:

MURO C-1(P):

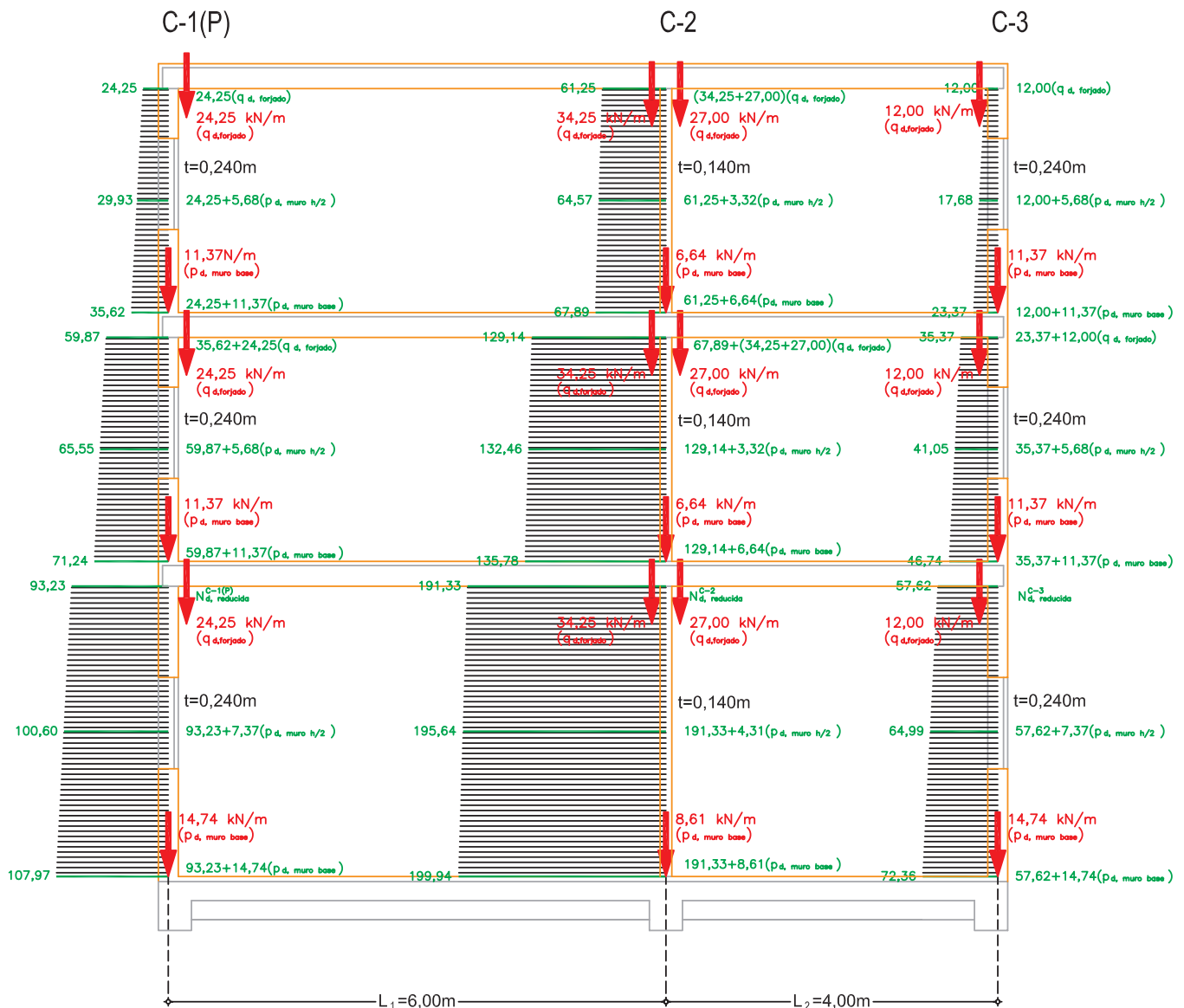
$$N_{d, \text{reducida}}^{C-1(P)} = 3 \times 0,969 \times 24,25 \text{ kN/m} + 2 \times 11,37 \text{ kN/m} = 93,23 \text{ kN/m}$$

MURO C-2:

$$N_{d, \text{reducida}}^{C-2} = 3 \times 0,969 \times (34,25 + 27,00) \text{ kN/m} + 2 \times 6,64 \text{ kN/m} = 191,33 \text{ kN/m}$$

MURO C-3:

$$N_{d, \text{reducida}}^{C-3} = 3 \times 0,969 \times 12,00 \text{ kN/m} + 2 \times 11,37 \text{ kN/m} = 57,62 \text{ kN/m}$$



BAJADA DE CARGAS
DIAGRAMAS DE ESFUERZOS NORMALES DE CÁLCULO
(valores en kN/m)

OBSERVACIÓN: las pendientes de los diagramas representan el peso propio del muro

CÁLCULO DE EXCENTRICIDADES EN PRIMER ORDEN

El procedimiento general para el cálculo de la excentricidad de la carga se establece en el artículo 5.2.1 “Análisis de solicitaciones” del DB SE-F, donde dice textualmente en el primer párrafo que *“la determinación de esfuerzos se realizará de acuerdo con los métodos generales de análisis estructural, utilizando modelos planos o espaciales”*. Sin embargo, no indica bajo qué régimen de comportamiento de los materiales (elástico o plástico) deben aplicarse los mencionados métodos.

En el segundo párrafo del mencionado artículo sugiere que, ante carga vertical, la interacción entre forjados y muros se puede idealizar según un modelo de comportamiento de pórtico plano, de ancho unidad.

En el resto de los párrafos del mismo artículo se indican las pautas para la determinación de los esfuerzos mediante un análisis simplificado de nudos rígidos; en los cuales se permite determinado grado de plastificación, según los casos; pudiéndose llegar, incluso, a considerar plastificación total, lo que implica el *“cálculo por capacidad”*.

Se indica explícitamente en el párrafo 3) que el análisis nudo a nudo debe hacerse en hipótesis elástica con secciones de la fábrica no fisuradas. Aunque no lo indica explícitamente en la fórmula que aparece como momento de nudo, también supone comportamiento elástico del forjado, aunque esto implica una contradicción con el procedimiento de dimensionado de este último que, de acuerdo con la normativa que lo ampara, suele hacerse admitiendo comportamiento plástico.

El análisis de nudo requiere calcular los parámetros de rigidez (módulo de elasticidad, momento de inercia y longitud) de cada barra (muros y forjados de ancho unidad). El momento en el nudo, procedente del empotramiento de los forjados, se equilibra generando momentos en cada barra de valores proporcionales a sus respectivas rigideces.

Según el artículo 5.2.1 párrafo 3) del DB SE-F, la suma de los momentos en los tramos superior e inferior de un nudo de piso intermedio, puede calcularse según la siguiente expresión:

$$M = (M_{emp,i} - M_{emp,j}) \cdot K / K_T \quad (1)$$

siendo:

$M_{emp, i}$ $M_{emp, j}$	los momentos de empotramiento perfecto del forjado a uno y otro lado (para carga uniforme de valor “q”; $M_{emp} = q \cdot L^2 / 12$, siendo “L” la luz del forjado)
K	la suma de rigideces de los tramos de muro en cuestión, igual a $4 \cdot E \cdot I / h$ donde: E es el módulo de elasticidad del muro ($= 1000 \cdot f_k$) siendo f_k el valor característico de la resistencia a compresión de la fábrica I es el momento de inercia del muro ($= t^3 / 12$, siendo “t” el espesor del muro) h es la altura libre del paño
K_T	la suma de rigideces de las piezas que concurren en el nudo analizado (para el forjado se tomará $n \cdot E \cdot I / L$) donde: n = 3 si el nudo opuesto es de fachada, 4 si es interior, 0 si es un vuelo E·I es la rigidez del forjado (puede tomarse la rigidez de la sección sin fisurar) L es la luz libre del forjado

El producto del módulo de elasticidad por el momento de inercia del forjado es un dato facilitado por el fabricante, por unidad de ancho. En la Ficha de Autorización de Uso debe constar el valor “E·I” especificado como “rigidez” o “módulo de flecha”. En la mencionada Ficha aparecen dos valores, de los cuales puede tomarse el que corresponde a sección íntegra (sin fisurar), en concordancia con el método.

El reparto del momento así obtenido en cada muro puede ser cualquiera, siempre y cuando se mantenga el equilibrio. En el ejemplo se ha repartido proporcionalmente a la capacidad resistente de cada muro.

Los parámetros de rigidez de los muros es necesario calcularlos, en función de sus características geométricas (espesor y altura libre), y mecánicas (resistencia característica de la fábrica).

El módulo de elasticidad de la fábrica, se obtiene en función de la resistencia característica (DB SE-F artículo 4.6.5):

$$E_{fábrica} = 1000 \cdot f_k$$

donde:

$E_{fábrica}$	es el módulo de elasticidad secante instantáneo de la fábrica
f_k	es el valor característico de la resistencia a compresión de la fábrica

En las hojas gráficas se detalla el cálculo de cada uno de los parámetros de rigidez de las barras que constituyen los nudos. Se ha calculado también el “factor de rigidez relativo” de cada barra, con objeto de poder sistematizar el análisis de los nudos sin necesidad de repetir las operaciones complejas.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.1 CASO DE CARGA 1

1.1.4 EXCENTRICIDAD DE LAS CARGAS

1.1.4.1 PREPARACIÓN DEL CÁLCULO

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA FÁBRICA:

Resistencia característica a compresión de la fábrica, f_k :
(DB SE-F, tabla 4.4: "Resistencia característica a la compresión de fábricas usuales")

resistencia normalizada de las piezas $f_b(N/mm^2)$	10	15	20	25			
resistencia del mortero $f_m(N/mm^2)$	5	7,5	10	15			
ladrillo macizo con junta delgada	5	5	7	7	9	10	11
ladrillo macizo	4	4	6	6	8	8	10
ladrillo perforado	4	4	5	6	7	8	9
bloques aligerados (Termoarcilla)	3	4	5	5	6	7	8
bloques huecos	2	3	4	4	5	6	6

Valor adoptado: $f_k = 4 N/mm^2$
(bloques aligerados Termoarcilla con $f_b = 10 N/mm^2$, y $f_m = 7,5 N/mm^2$)

Coefficiente parcial de seguridad de la fábrica, γ_M :
(DB SE-F, tabla 4.9 "Coeficientes parciales de seguridad γ_M ")

Situaciones persistentes y transitorias	Categoría de la ejecución			
	A	B	C	
Resistencia de la fábrica	I	1,7	2,2	2,7
	II	2,0	2,5	3,0

Valor adoptado: $\gamma_M = 2,5$
(categoría II del control de fabricación; categoría B de la ejecución)

Resistencia de cálculo a compresión de la fábrica, f_d :
(DB SE-F, artículo 4.6.7 Resistencia de cálculo)

$$f_d = f_k / \gamma_M = 1,60 N/mm^2$$

donde:

$f_k = 4,0 N/mm^2$, resistencia característica a compresión

$\gamma_M = 2,5$ (coeficiente parcial de seguridad de la fábrica)

TÉRMINOS DE RIGIDEZ:

Módulo de rigidez del forjado, $E_{forjado} I_{forjado}$:
(dato suministrado por el fabricante como "módulo de flecha")

$$E_{forjado} I_{forjado} = 183,5 E6 kN.cm^2 \text{ (por metro de ancho)}$$

Módulo de elasticidad de la fábrica, $E_{fábrica}$:
(DB SE-F artículo 4.6.5 Deformabilidad, párrafo 2)

$$E_{fábrica} = 1.000 f_k = 4.000 N/mm^2 = 400 kN/cm^2$$

Momento de inercia de los muros, I_m :

$$I_{muro} = 100 \times t_{muro}^3 / 12 \text{ (por metro de ancho)}$$

MURO C-1 ($t_1=24cm$): $I_1 = 115.200 cm^4$

MURO C-2 ($t_2=14cm$): $I_2 = 22.867 cm^4$

MURO C-3 ($t_3=24cm$): $I_3 = 115.200 cm^4$

Módulo de rigidez de los muros, $E_{fábrica} I_{muro}$:

MURO C-1 ($t_1=24cm$): $E_{fábrica} I_1 = 46,08 E6 kN.cm^2$ (por metro de ancho)

MURO C-2 ($t_2=14cm$): $E_{fábrica} I_2 = 9,15 E6 kN.cm^2$ (por metro de ancho)

MURO C-3 ($t_3=24cm$): $E_{fábrica} I_3 = 46,08 E6 kN.cm^2$ (por metro de ancho)

Luz libre de las barras, L ó H :

Forjado izquierdo: $L_{forjado izquierdo} = L - t_1/2 - t_2/2 = 6,00m - 0,12m - 0,07m = 5,81 m$

Forjado derecho: $L_{forjado derecho} = L - t_2/2 - t_3/2 = 4,00m - 0,07m - 0,12m = 3,81 m$

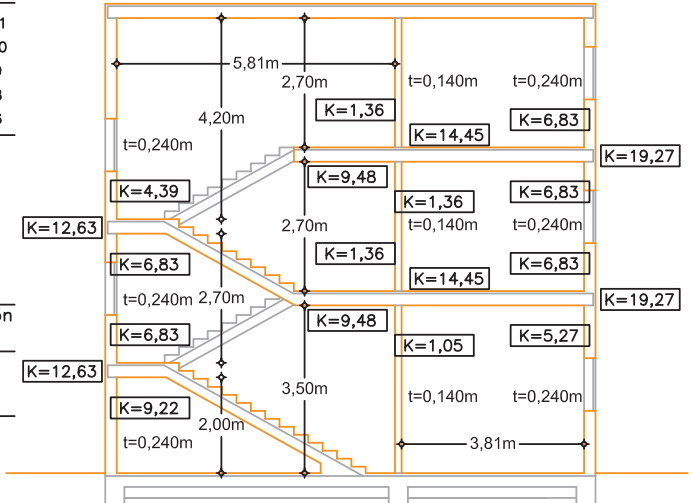
Muro C-1(E), planta segunda: $H_{c-1(E), p2^*} = 4,20 m$ Muro C-1(P), planta segunda: $H_{c-2, p2^*} = 2,70 m$ (idem muros C-2 y C-3)

Muro C-1(E), planta primera: $H_{c-1(E), p1^*} = 2,70 m$ Muro C-1(P), planta primera: $H_{c-2, p1^*} = 2,70 m$ (idem muros C-2 y C-3)

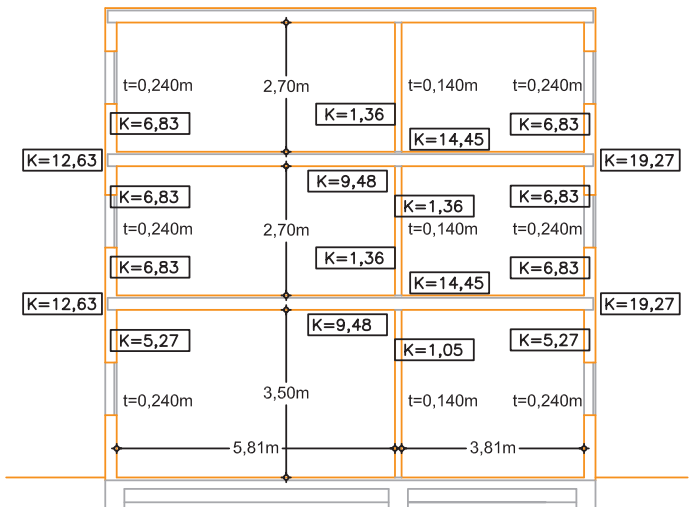
Muro C-1(E), planta baja: $H_{c-1(E), pbaja} = 2,00 m$ Muro C-1(P), planta baja: $H_{c-2, pbaja} = 3,50 m$ (idem muros C-2 y C-3)

FACTOR "K" DE RIGIDEZ RELATIVA EN BARRAS

UNIDADES: E3 kN.m (por metro de ancho)



(ZONA DE ESCALERA)



(ZONA DE PLANTA)

OBTENCIÓN DE "K" (según DB SE-F, artículo 5.2.1)

$$\text{forjados: } K = \frac{n E_{forjado} I_{forjado}}{L_{libre}} \quad (n=3 \text{ ó } n=4)$$

$$\text{muros: } K = \frac{4 E_{fábrica} I_{muro}}{H_{libre}}$$

OBSERVACIÓN:

"n" tiene el valor "3" si el nudo opuesto es de fachada

"n" tiene el valor "4" si el nudo opuesto es interior

Si bien el punto de partida del método expuesto en el DB SE-F artículo 5.2.1 párrafo 3), es un análisis de nudos suponiendo comportamiento elástico, tanto de los forjados como de la fábrica, se reconoce explícitamente en el párrafo siguiente que la unión entre el muro y el forjado no es perfectamente rígida, por lo que se admite un determinado porcentaje de plastificación, que puede llegar a ser total bajo determinadas condiciones.

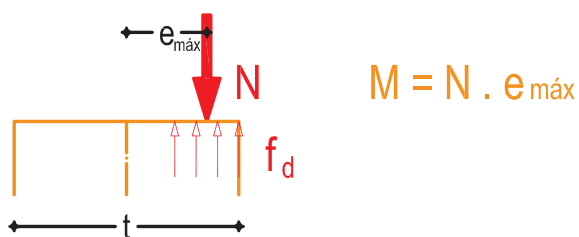
En general, se admite plastificación parcial si la tensión vertical media de cálculo en el espesor del muro es menor que 0,25 N/mm². La plastificación parcial supone reducir el momento obtenido según la expresión (1), por un coeficiente C, (incrementando, en consecuencia, los momentos de vano de los forjados), de valor:

$$C = (1 - k/4) > 0,50$$

donde:

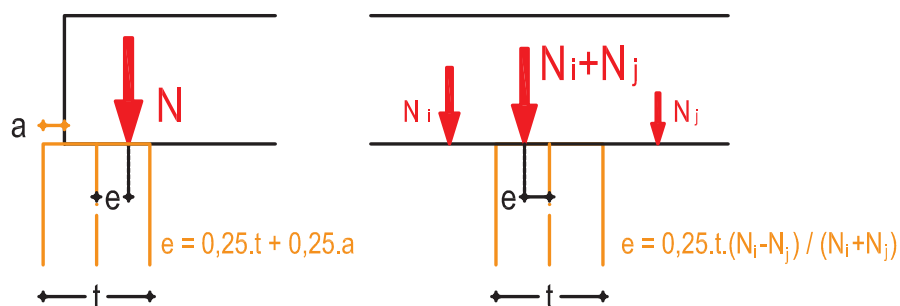
k es la relación de suma de la rigidez a flexión de los forjados a la de los muros

Si la tensión es menor que 0,25 N/mm², o si la excentricidad calculada según el método anterior es superior al 40% del espesor del muro, se admite plastificación total, o “*cálculo por capacidad*”, lo que supone asignar como momento flector en el extremo del muro el valor que corresponde a su capacidad resistente.



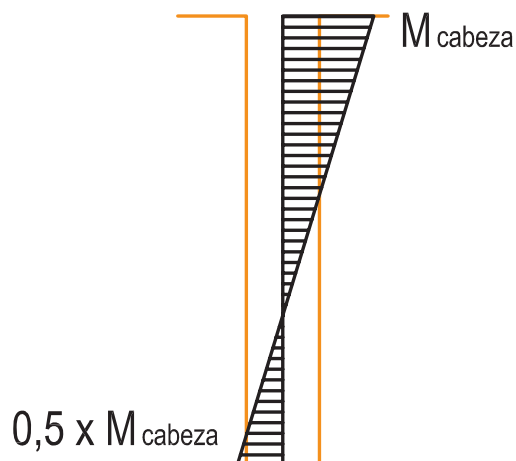
Cálculo por capacidad. Excentricidad del esfuerzo

Además, en el mismo artículo 5.2.1 del DB SE-F se indica el procedimiento específico para calcular el momento en cabeza de los muros de última planta, asignando directamente un valor establecido para la excentricidad de la carga, sin recurrir al análisis de nudo.



Excentricidad de apoyo en cabeza de muro superior

También se establece el procedimiento específico para calcular el momento en el arranque del muro sobre la cimentación, indicando que es el correspondiente a la condición de empotramiento perfecto.



Análisis de nudo de arranque en cimentación

Para la aplicación de estos criterios, es importante distinguir tres casos diferentes de nudos, con diferentes procedimientos de cálculo del momento flector (DB SE-F artículo 5.2.1):

- A) NUDOS DE ÚLTIMA PLANTA (párrafo 6)
- B) NUDOS DE PLANTAS INTERMEDIAS (párrafo 3 y siguientes)
- C) NUDOS DE ARRANQUE INFERIOR SOBRE CIMENTACIÓN O SOLERA (párrafo 7)

El resumen del procedimiento a seguir en cada caso se indica en la hoja gráfica que se adjunta.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

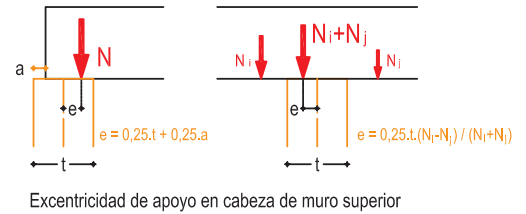
CÁLCULO DE LA EXCENRICIDAD DEL ESFUERZO. MÉTODO SIMPLIFICADO NUDO A NUDO (DB SE-F, artículo 5.2.1 Análisis de solicitaciones)

1.1 CASO DE CARGA 1
1.1.4 EXCENRICIDAD DE LAS CARGAS
1.1.4.2 EXPLICACIÓN DEL MÉTODO

Casos que pueden presentarse:

A – NUDOS DE ÚLTIMA PLANTA (DB SE-F, artículo 5.2.1, párrafo 6)

- A.1 Muro extremo $e = 0,25.t + 0,25.a$
- A.2 Muro interior $e = 0,25.t.(N_i - N_j) / (N_i + N_j)$
siendo: t el espesor del muro
 a el retranqueo del forjado respecto de la cara exterior del muro
 N_i, N_j la carga que acomete por cada lado

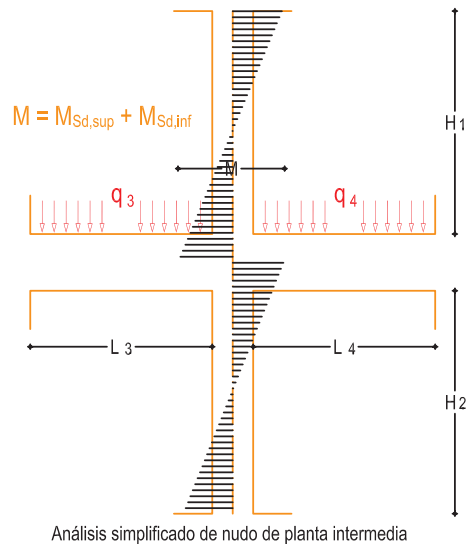


B – NUDOS DE PLANTAS INTEREDIAS (DB SE-F, artículo 5.2.1, párrafo 3)

$$M = (M_{emp,i} - M_{emp,j}) \cdot K / K_T$$

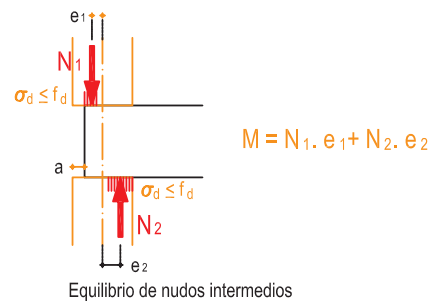
siendo:

- K la suma de las rigideces de los muros que acometen al nudo
- K_T la suma de las rigideces de todas las piezas que acometen al nudo
- M la suma de momentos en los muros que acometen al nudo
- $M_{emp,i}, M_{emp,j}$ los momentos de empotramiento perfecto del forjado para carga uniforme "q" y luz "L", toman el valor:
 $M_{emp} = q L^2 / 12$

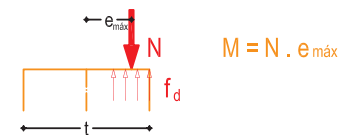


POSIBILIDAD DE PLASTIFICACIÓN (DB SE-F, artículo 5.2.1, párrafos 4, 5 y 8)

- El reparto del momento en cada paño puede ser cualquiera que mantenga el equilibrio (párrafo 5)
En el ejemplo se hace proporcional a la capacidad resistente
- Si la tensión media de cálculo en el muro es $< 0,25 \text{ N/mm}^2$
 - a) se puede reducir el momento por un coeficiente C de valor:
 $C = (1 - k/4) > 0,50$
siendo: k la relación de la suma de rigideces de forjados a la de los muros (DB SE-F, artículo 5.2.1, párrafo 4)
 - b) se puede calcular el momento POR CAPACIDAD (párrafo 8)
Se tomará el menor de los valores obtenidos según a) ó b)
- Si la tensión media de cálculo en el muro es $> 0,25 \text{ N/mm}^2$
 - a) se tomará el momento sin reducir
 - b) si resulta una excentricidad $e > 0,4.t$ se puede tomar el momento calculado por capacidad (párrafo 8)



Equilibrio de nudos intermedios

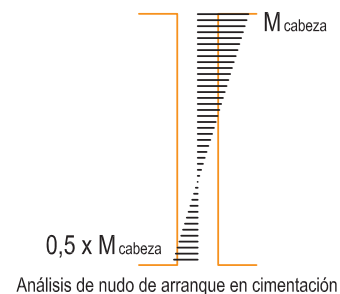


Cálculo por capacidad. Excentricidad del esfuerzo

C – NUDO DE ARRANQUE INFERIOR DEL MURO: puede considerarse empotramiento perfecto

$$M_{base} = M_{cabeza} / 2 \quad (\text{DB SE-F, artículo 5.2.1, párrafo 7})$$

OBSERVACIÓN: los nudos analizados por capacidad no precisan comprobación



Análisis de nudo de arranque en cimentación

COMPROBACIÓN DE SECCIONES

El análisis expuesto en el apartado anterior permite obtener el valor de los momentos flectores en los extremos de cada muro que, lógicamente, deben equilibrarse en los nudos con los momentos de los forjados implicados. Este análisis permite realizar una primera comprobación del cumplimiento de las secciones de cabeza y base, con objeto de reconsiderar el dimensionado o las condiciones iniciales de proyecto, si fuere necesario.

La comprobación de secciones consiste en comparar los valores de la sollicitación obtenida con la capacidad resistente de la sección de muro.

La comprobación puede hacerse comparando sollicitaciones o comparando tensiones. Con objeto de ilustrar los dos procedimientos que conducen, obviamente, a las mismas conclusiones, la comprobación en esta primera fase del proceso, antes de introducir los efectos de segundo orden, se ha realizado en términos de tensión; y la comprobación definitiva, en términos de esfuerzos.

En cualquier caso, la comprobación de la validez del muro exige determinar la capacidad resistente, utilizando los parámetros geométricos (en primer orden sólo interviene el espesor t), y los parámetros mecánicos (en comprobación frente a estado límite último sólo interviene la resistencia); todos ellos definidos en proyecto.

Hasta ahora sólo se ha utilizado el valor característico de la resistencia a compresión de la fábrica, f_k , a efectos de evaluar el módulo resistente para determinar la rigidez relativa en los nudos.

La fase de comprobación de secciones exige utilizar el valor de cálculo de la resistencia a compresión, f_d ; en el que interviene el coeficiente de seguridad parcial del material, γ_M .

En general, el valor de cálculo de la resistencia a compresión se obtiene según la expresión siguiente:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

donde:

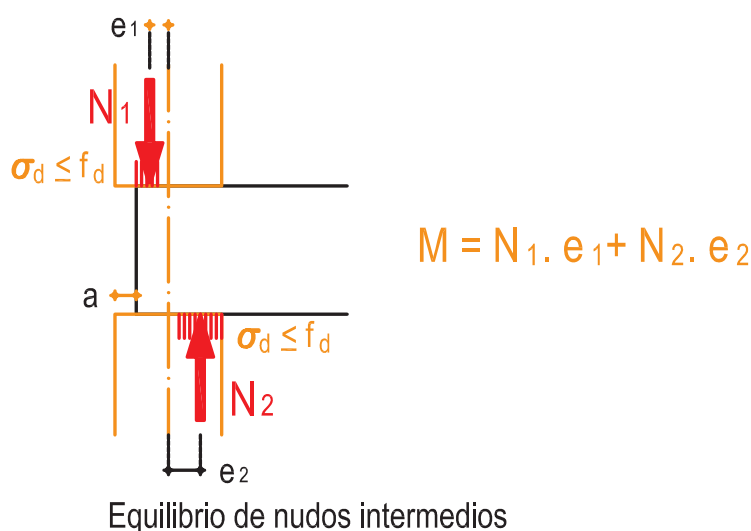
- f_d es el valor de cálculo de la resistencia a compresión, a utilizar en fase de comprobación
- f_k es el valor característico de la resistencia a compresión (según DB SE-F tabla 4.4)
- γ_M es el coeficiente parcial de seguridad del material (según DB SE-F tabla 4.8)

En la determinación del coeficiente parcial de seguridad de la fábrica γ_M , intervienen las categorías de control, tanto de la fabricación de las piezas, como de la ejecución de la fábrica.

El DB SE-F establece dos categorías del control de la fabricación de las piezas (I y II); y tres categorías de control de la ejecución de la fábrica (A, B y C). En función de las categorías establecidas, el coeficiente parcial de seguridad de la fábrica se obtiene mediante la siguiente tabla:

γ_M		Categoría de la ejecución			
		A	B	C	
Situaciones persistentes y transitorias		I	1,7	2,2	2,7
		II	2,0	2,5	3,0
Fábrica	Categoría del control de fabricación de piezas				

El proceso general de comprobación de secciones, en términos de tensión, consiste en conseguir el equilibrio del nudo, con bloque de tensión rectangular en las secciones extremas de los muros implicados, sin superar el valor de cálculo de la resistencia de la fábrica.



El proceso operativo comprende los siguientes pasos:

A) Nudos superiores de última planta

1. No es necesario realizar análisis de nudo. Se obtiene directamente la excentricidad de la carga según las expresiones siguientes (DB SE-F artículo 5.2.1 párrafo 6):

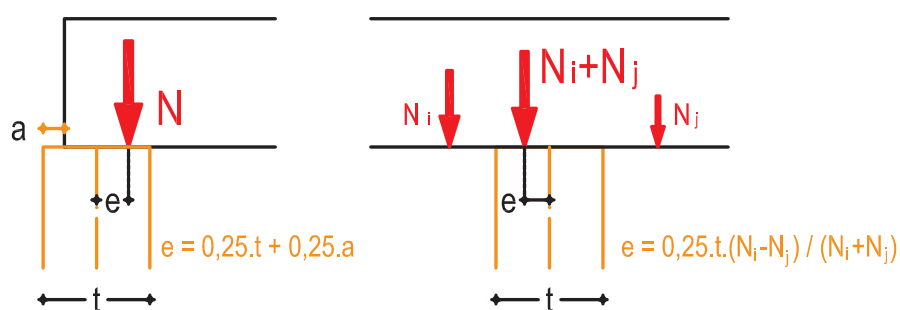
$$\begin{aligned} \text{muros extremos} & \quad e = 0,25 \cdot t + 0,25 \cdot a \\ \text{muros interiores} & \quad e = 0,25 \cdot t \cdot (N_i - N_j) / (N_i + N_j) \end{aligned}$$

donde:

t es el grueso del muro

a es el retranqueo de la tabica del forjado respecto del borde exterior

N_i ; N_j es la carga que acomete por cada lado



Excentricidad de apoyo en cabeza de muro superior

2. Se obtiene la profundidad del bloque de tensión.

$$c = t - 2 \cdot e$$

3. Se continúa por el punto 9 del apartado siguiente.

B) Nudos de plantas intermedias

1. Se determina el valor de cálculo de la tensión media en la sección.

$$\sigma_{d,med} = N_d / t$$

donde:

$\sigma_{d,med}$ es el valor de cálculo de la tensión media de la sección

N_d es el valor de cálculo del esfuerzo normal por unidad de longitud

t es el espesor del muro

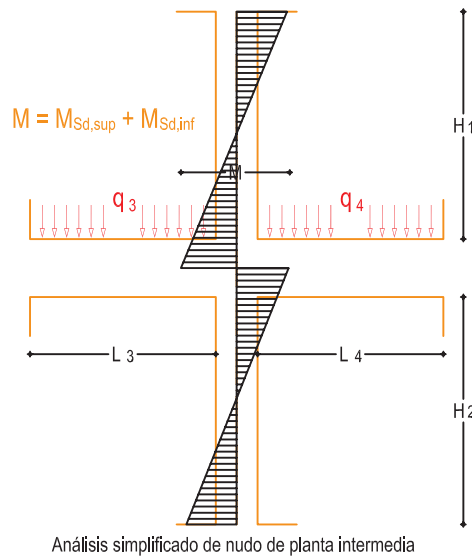
2. Se compara el valor de $\sigma_{d,med}$ con $0,25 \text{ N/mm}^2$, para determinar si existe posibilidad de plastificación total o parcial. En general, las secciones extremas con $\sigma_{d,med} < 0,25 \text{ N/mm}^2$ no precisan comprobación.

3. Se obtiene el momento flector a repartir entre los muros, por análisis simplificado de nudo (DB SE-F artículo 5.2.1 párrafo 3).

$$M_{Sd,sup} + M_{Sd,inf} = [(K_{muro\ sup} + K_{muro\ inf}) / K_{total}] \cdot (q_{d,izq} \cdot L_{izq}^2 / 12 - q_{d,der} \cdot L_{der}^2 / 12)$$

donde:

$M_{Sd,sup}$, $M_{Sd,inf}$ son los momentos flectores a obtener en los muros (valores de cálculo)
 $K_{muro\ sup}$, $K_{muro\ inf}$ son las rigideces de los muros
 K_{total} es la suma de rigideces de muros y forjados
 $q_{d\ izq}$, $q_{d\ der}$ son las cargas uniformes en cada tramo del forjado (valores de cálculo)
 L_{izq} , L_{der} son las luces libres del forjado a cada lado



4. Se obtiene la capacidad resistente de cada muro.

muro extremo superior $M_{Rd} = N_d \cdot (t - 2 \cdot a - N_d / f_d) / 2$

muro extremo inferior y muros interiores $M_{Rd} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$

donde:

M_{Rd} es el valor de cálculo de la capacidad resistente de cada muro
 N_d es el valor de cálculo del esfuerzo normal por unidad de longitud
 a es el retranqueo de la tabica del forjado respecto del borde exterior
 t es el espesor del muro
 f_d es el valor de cálculo de la resistencia a compresión de la fábrica

5. La suma de momentos obtenida según el punto 6 se reparte proporcionalmente a capacidad resistente de cada muro.

$$M_{Sd\ sup} = [M_{Rd\ sup} / (M_{Rd\ sup} + M_{Rd\ inf})] \cdot (M_{Sd\ sup} + M_{Sd\ inf})$$

$$M_{Sd\ inf} = [M_{Rd\ inf} / (M_{Rd\ sup} + M_{Rd\ inf})] \cdot (M_{Sd\ sup} + M_{Sd\ inf})$$

donde:

$M_{Rd\ sup}$, $M_{Rd\ inf}$ son las capacidades resistentes de cada muro (valores de cálculo)
 $M_{Sd\ sup}$, $M_{Sd\ inf}$ son los momentos flectores de cada muro (valores de cálculo)

6. Si $\sigma_{d,med} > 0,25 \text{ N/mm}^2$ se pasa al proceso propiamente dicho de comprobación. Para ello, se calcula la excentricidad de la carga.

$$e = M_{Sd} / N_d$$

donde:

M_{Sd} es el momento flector en la sección de muro considerado (valor de cálculo)
 N_d es el valor del esfuerzo normal por unidad de longitud (valor de cálculo)

7. Se compara el valor de la excentricidad con $0,4 \cdot t$.

Si $e > 0,4 \cdot t$ se admite el *cálculo por capacidad* y la sección no precisa comprobación.

Si $e < 0,4 \cdot t$ se continua el proceso.

8. Se obtiene la profundidad del bloque de tensión.

$$\begin{array}{ll} \text{en la cima} & c = t - 2 \cdot e \\ \text{en la base} & c = t - 2 \cdot e - 2 \cdot a \end{array}$$

donde:

c es la profundidad del bloque comprimido
 t es el espesor del muro
 e es la excentricidad calculada según el punto 6
 a es el retranqueo de la tabica del forjado respecto del borde exterior

9. Se obtiene el valor de cálculo de la tensión normal del bloque comprimido.

$$\sigma_d = N_d / c$$

donde:

σ_d es la tensión normal del bloque comprimido (valor de cálculo)
 c es la profundidad del bloque comprimido
 N_d es el valor de cálculo del esfuerzo normal por unidad de longitud

10. Se compara σ_d con la resistencia de cálculo de la fábrica, " f_d ".

11. La validez de la sección implica $\sigma_d \leq f_d$.

12. En las secciones en las que $\sigma_{d,med}$ es menor que $0,25 \text{ N/mm}^2$, aunque no precisen comprobación, es necesario calcular el momento flector, para seguir el proceso de comprobación en segundo orden de la sección central.

Estas secciones admiten plastificación parcial. Se calcula el factor reductor.

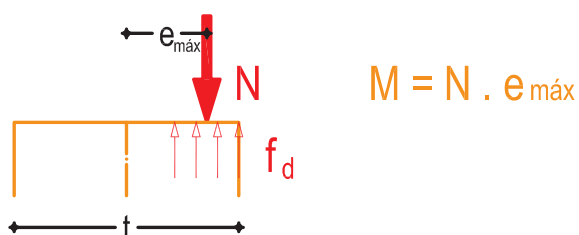
$$C = (1 - k/4) > 0,50$$

donde:

C es el coeficiente reductor del momento flector por plastificación parcial
 k es el cociente entre la suma de rigideces de forjados y la suma de rigideces de muros

13. A todos los efectos se toma como momento flector el producto del momento obtenido según el punto 5, por el coeficiente reductor obtenido según el punto 12.

14. En las secciones que admiten *cálculo por capacidad* (cuando $\sigma_{d,med} < 0,25 \text{ N/mm}^2$ o cuando $e > 0,4 \cdot t$), aunque no precisen comprobación, también hay que calcular el momento flector, para seguir el proceso de comprobación en segundo orden de la sección central. En estas secciones, el momento flector coincide con la capacidad resistente, obtenida según el punto 4.



Cálculo por capacidad. Excentricidad del esfuerzo

C) Nudos de arranque en la cimentación

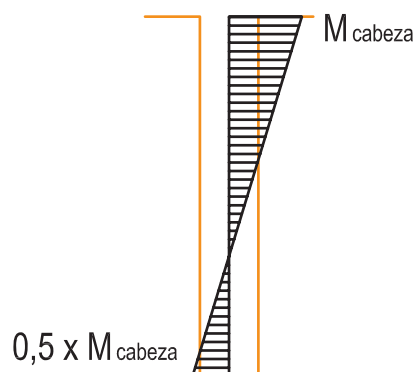
1. Se obtiene el momento flector suponiendo empotramiento perfecto.

$$M_{Sd,arranque} = - M_{Sd,cima} / 2$$

donde:

- $M_{Sd,arranque}$ es el momento flector en la sección de arranque (valor de cálculo)
 $M_{Sd,cima}$ es el momento flector en la sección superior del muro (valor de cálculo)

2. Se continua el proceso de comprobación a partir del punto 6 del apartado anterior.



Análisis de nudo de arranque en cimentación

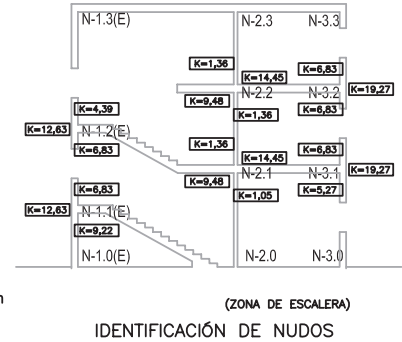
Debe observarse que en las secciones a las que les corresponde un análisis simplificado de nudo, se obtiene primero el momento, después la excentricidad de las cargas y, posteriormente, la dimensión del bloque comprimido y el valor de la tensión, para proceder a su comprobación. Por el contrario, en las secciones en las que se puede aplicar el cálculo por capacidad, el valor de la tensión es conocido (igual a f_d , por lo que no requieren comprobación). A partir de este valor, se obtiene primero la dimensión del bloque comprimido, después la excentricidad máxima de las cargas y, por último, se deduce el máximo valor del momento flector (capacidad resistente de la sección).

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.1 CASO DE CARGA 1

1.1.5 ANÁLISIS DE NUDOS

1.1.5.1 MURO C-1(E)



NUDOS DE EXTREMO:

Nudo N-1.3(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

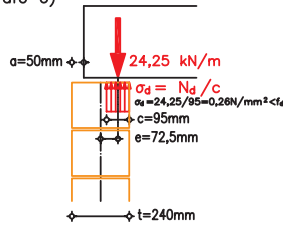
$$e = 0,25.t + 0,25.a = 60 + 12,5 = 72,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2.e = 240 - 145 = 95 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 24,25/95 = 0,26 \text{ N/mm}^2 < f_d$$



Momento debido a las cargas:

$$M_d = e.N_d$$

$$M_d = 0,0725 \times 24,25 = 1,76 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-1.2(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$41,93/240 = 0,175 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

CÁLCULO POR CAPACIDAD (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 8)

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = N_d / f_d = 41,93/1,60 = 26 \text{ mm}$$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = (t/2 - a) - c/2 = 120 - 50 - 13 = 57 \text{ mm}$$

Momento debido a las cargas:

$$M_{sup} = e.N_d = 0,057 \times 41,93 = 2,39 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$66,18/240 = 0,276 \text{ N/mm}^2 > 0,25 \text{ N/mm}^2$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{4,39 + 6,83}{4,39 + 6,83 + 12,63} \left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} \right) = 12,90 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (5,81 \text{ m})^2 / 12 = 27,43 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{inf} = M - M_{sup} = 12,90 - 2,39 = 10,51 \text{ kN.m/m}$$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{inf} / N_d = 10,51/66,18 = 159 \text{ mm} > 0,4.t$$

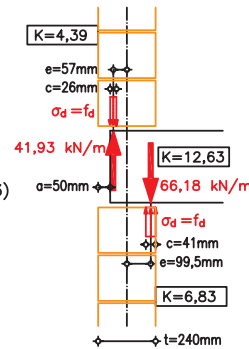
CÁLCULO POR CAPACIDAD (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 8)

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = N_d / f_d = 66,18/1,60 = 41 \text{ mm}$$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = t/2 - c/2 = 120 - 22 = 99,5 \text{ mm}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas:

$$M_{Sd,sup} = e.N_d = 0,057 \times 41,93 = 2,39 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas:

$$M_{Sd,inf} = e.N_d = 0,0995 \times 66,18 = 6,58 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-1.1(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en ambos muros > 0,25 N/mm²

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{6,83 + 9,22}{6,83 + 9,22 + 12,63} \left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} \right) = 15,35 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (5,81 \text{ m})^2 / 12 = 27,43 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 5)

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = N_d \cdot (t - 2.a - N_d / f_d) / 2$$

$$M_{Rd,sup} = 77,55 \cdot (0,24 - 0,10 - 77,55 / 1,60E3) / 2 = 3,55 \text{ kN.m/m}$$

Capacidad resistente del muro inferior:

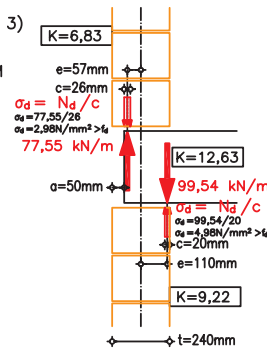
$$M_{Rd,inf} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$$

$$M_{Rd,inf} = 99,54 \cdot (0,24 - 99,54 / 1,60E3) / 2 = 8,85 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 15,35 \cdot \frac{3,55}{3,55 + 8,85} = 4,39 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 15,35 \cdot \frac{8,85}{3,55 + 8,85} = 10,96 \text{ kN.m/m}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 4,39 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 4,39E3 / 77,55 = 57 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(120 - 50 - 57) = 26 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 77,55/26 = 2,98 \text{ N/mm}^2 > f_d$$

NO VALE EL MURO!

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 10,96 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 10,96E3 / 99,54 = 110 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 110) = 20 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

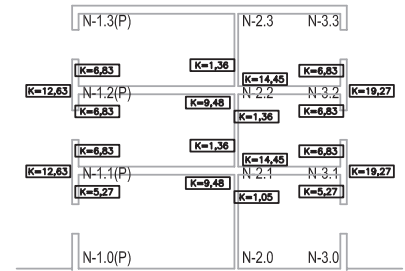
$$\sigma_d = N_d / c = 99,54/20 = 4,98 \text{ N/mm}^2 > f_d$$

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.1 CASO DE CARGA 1

1.1.5 ANÁLISIS DE NUDOS

1.1.5.2 MURO C-2



(ZONA DE PLANTA)
IDENTIFICACIÓN DE NUDOS

NUDOS INTERIORES:

Nudo N-2.3

NUDO INTERIOR DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = 0,25 \cdot t \cdot (N_i - N_j) / (N_i + N_j)$$

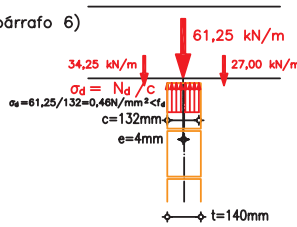
$$e = 0,25 \cdot 140 \cdot (34,25 - 27,00) / 61,25 = 4 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2 \cdot e = 140 - 8 = 132 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 61,25 / 132 = 0,46 \text{ N/mm}^2 < f_d$$



Momento debido a las cargas:

$$M_d = e \cdot N_d$$

$$M_d = 0,004 \times 61,25 = 0,25 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-2.2

NUDO INTERIOR DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$67,89 / 140 = 0,48 \text{ N/mm}^2 > 0,25 \text{ N/mm}^2$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{1,36 + 1,36}{1,36 + 1,36 + 9,48 + 14,45} \left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 1,60 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 9,75 \text{ kN/m}^2 (5,81^2 - 3,81^2) \text{ m}^2 / 12 = 15,63 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 5)

Capacidad resistente de los muros:

$$M_{Rd} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$$

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = 67,89 \cdot (0,140 - 67,89 / 1,60E3) / 2 = 3,31 \text{ kN.m/m}$$

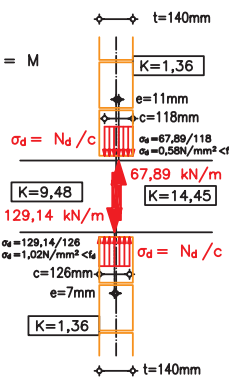
Capacidad resistente del muro inferior:

$$M_{Rd,inf} = 129,14 \cdot (0,140 - 129,14 / 1,60E3) / 2 = 3,83 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,60 \cdot \frac{3,31}{3,31 + 3,83} = 0,74 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,60 \cdot \frac{3,83}{3,31 + 3,83} = 0,86 \text{ kN.m/m}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 0,74 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 0,74E3 / 67,89 = 11 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 11) = 118 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 67,89 / 118 = 0,58 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 0,86 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 0,86E3 / 129,14 = 7 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 7) = 126 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 129,14 / 126 = 1,02 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-2.1

NUDO INTERIOR DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro $> 0,25 \text{ N/mm}^2$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{1,36 + 1,05}{1,36 + 1,05 + 9,48 + 14,45} \left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 1,43 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 9,75 \text{ kN/m}^2 (5,81^2 - 3,81^2) \text{ m}^2 / 12 = 15,63 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 5)

Capacidad resistente de los muros:

$$M_{Rd} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$$

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = 135,78 \cdot (0,140 - 135,78 / 1,60E3) / 2 = 3,74 \text{ kN.m/m}$$

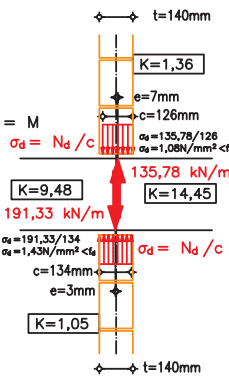
Capacidad resistente del muro inferior:

$$M_{Rd,inf} = 191,33 \cdot (0,140 - 191,33 / 1,60E3) / 2 = 1,95 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,43 \cdot \frac{3,74}{3,74 + 1,95} = 0,94 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,43 \cdot \frac{1,95}{3,74 + 1,95} = 0,49 \text{ kN.m/m}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 0,94 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 0,94E3 / 135,78 = 7 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 7) = 126 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 135,78 / 126 = 1,08 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 0,49 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 0,49E3 / 191,33 = 3 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 3) = 134 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

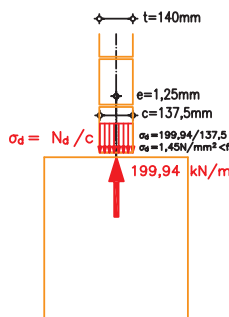
$$\sigma_d = N_d / c = 191,33 / 134 = 1,43 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-2.0

NUDO DE ARRANQUE INFERIOR

EMPOTRAMIENTO PERFECTO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 7)

$$M_{base} = M_{cabeza} / 2 = 0,49 / 2 = 0,25 \text{ kN.m/m}$$



ARRANQUE MURO:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,base} = 0,25 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_d / N_d = 0,25E3 / 199,94 = 1,25 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 1,25) = 137,5 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

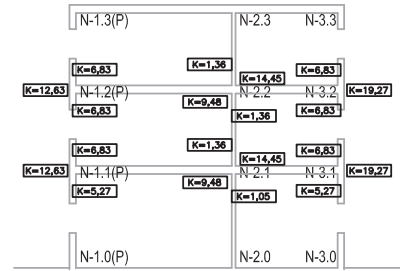
$$\sigma_d = N_d / c = 199,94 / 137,5 = 1,45 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.1 CASO DE CARGA 1

1.1.5 ANÁLISIS DE NUDOS

1.1.5.3 MURO C-3



(ZONA DE PLANTA)

IDENTIFICACIÓN DE NUDOS

NUDOS DE EXTREMO:

Nudo N-3.3

NUDO EXTREMO DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

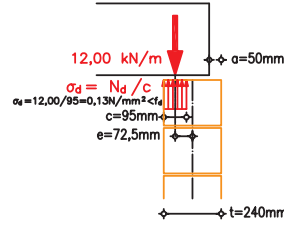
$$e = 0,25 \cdot t + 0,25 \cdot a = 60 + 12,5 = 72,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2 \cdot e = 240 - 145 = 95 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 12,00 / 95 = 0,13 \text{ N/mm}^2 < f_d$$



Momento debido a las cargas:

$$M_d = e \cdot N_d$$

$$M_d = 0,0725 \times 12,00 = 0,87 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-3.2

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$23,37 / 240 = 0,097 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,sup} = N_d \cdot (t - 2 \cdot a - N_d / f_d) / 2$

$$M_{Rd,sup} = 23,37 \cdot (0,24 - 0,097 - 23,37 / 1,60E3) / 2 = 1,50 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$35,37 / 240 = 0,147 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,inf} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$

$$M_{Rd,inf} = 35,37 \cdot (0,24 - 35,37 / 1,60E3) / 2 = 3,85 \text{ kN.m/m}$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{6,83 + 6,83}{6,83 + 6,83 + 19,27} \cdot \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = 4,89 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (3,81 \text{ m})^2 / 12 = 11,79 \text{ kN.m/m}$$

COEFICIENTE REDUCTOR (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 4)

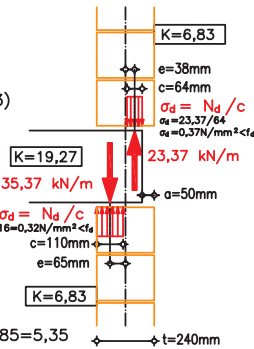
$$C = 1 - \frac{K_{forjado}}{4 \cdot (K_{muro,sup} + K_{muro,inf})} = 1 - \frac{19,27}{4 \cdot (6,83 + 6,83)} = 0,65$$

Momento reducido: $M_{red} = 0,65 \times 4,89 = 3,18 \text{ kN.m/m} < 1,50 + 3,85 = 5,35$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M_{red} \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 3,18 \cdot \frac{1,50}{1,50 + 3,85} = 0,89 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M_{red} \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 3,18 \cdot \frac{3,85}{1,50 + 3,85} = 2,29 \text{ kN.m/m}$$



Nudo N-3.1

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$46,74 / 240 = 0,195 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,sup} = N_d \cdot (t - 2 \cdot a - N_d / f_d) / 2$

$$M_{Rd,sup} = 46,74 \cdot (0,24 - 0,10 - 46,74 / 1,60E3) / 2 = 2,59 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$57,62 / 240 = 0,24 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,inf} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$

$$M_{Rd,inf} = 57,62 \cdot (0,24 - 57,62 / 1,60E3) / 2 = 5,88 \text{ kN.m/m}$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

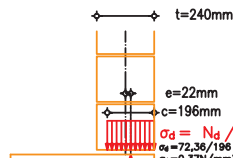
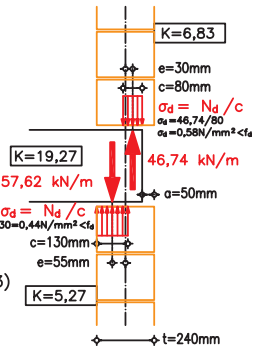
$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{6,83 + 5,27}{6,83 + 5,27 + 19,27} \cdot \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = 4,55 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (3,81 \text{ m})^2 / 12 = 11,79 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 4,55 \cdot \frac{2,59}{2,59 + 5,88} = 1,39 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 4,55 \cdot \frac{5,88}{2,59 + 5,88} = 3,16 \text{ kN.m/m}$$



Nudo N-3.0

NUDO DE ARRANQUE INFERIOR

EMPOTRAMIENTO PERFECTO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 4)

$$M_{base} = M_{cabeza} / 2 = 3,16 / 2 = 1,58 \text{ kN.m/m}$$

MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 0,89 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 0,89E3 / 23,37 = 38 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(120 - 50 - 38) = 64 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 23,37 / 64 = 0,37 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 2,29 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 2,29E3 / 35,37 = 65 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 65) = 110 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 35,37 / 110 = 0,32 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 1,39 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 1,39E3 / 46,74 = 30 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(120 - 50 - 30) = 80 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 46,74 / 80 = 0,58 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 3,16 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 3,16E3 / 57,62 = 55 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 55) = 130 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 57,62 / 130 = 0,44 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

ARRANQUE MURO:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,base} = 1,58 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_d / N_d = 1,58E3 / 72,36 = 22 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 22) = 196 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 72,36 / 196 = 0,37 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

El DB SE-F introduce un matiz nuevo respecto del Eurocódigo-6 que está relacionado con los casos de carga que se deben considerar. En el artículo 5.2.1 párrafo 3) dice que deben tenerse en cuenta los valores de momento de empotramiento perfecto de los forjados con la carga total o sólo la permanente, lo que sea peor.

Este matiz obligaría a realizar el análisis para diversos casos de carga, considerando alternancia de sobrecargas. El caso de carga más desfavorable correspondería al que origina tensiones de valor mayor en las secciones extremas de los muros.

Para dar una idea de cómo influye este matiz en el cálculo de los muros, se adjunta a continuación el análisis pormenorizado para otros dos casos de carga. Los criterios de los casos analizados son los siguientes:

Caso de carga 1

Se considera la totalidad de la carga gravitatoria (permanente y variable) en las dos crujías del forjado y en todas las plantas. El coeficiente de seguridad de acciones es el correspondiente a acción desfavorable. Ha sido el caso de carga utilizado en los apartados anteriores para la exposición del método.

Caso de carga 2

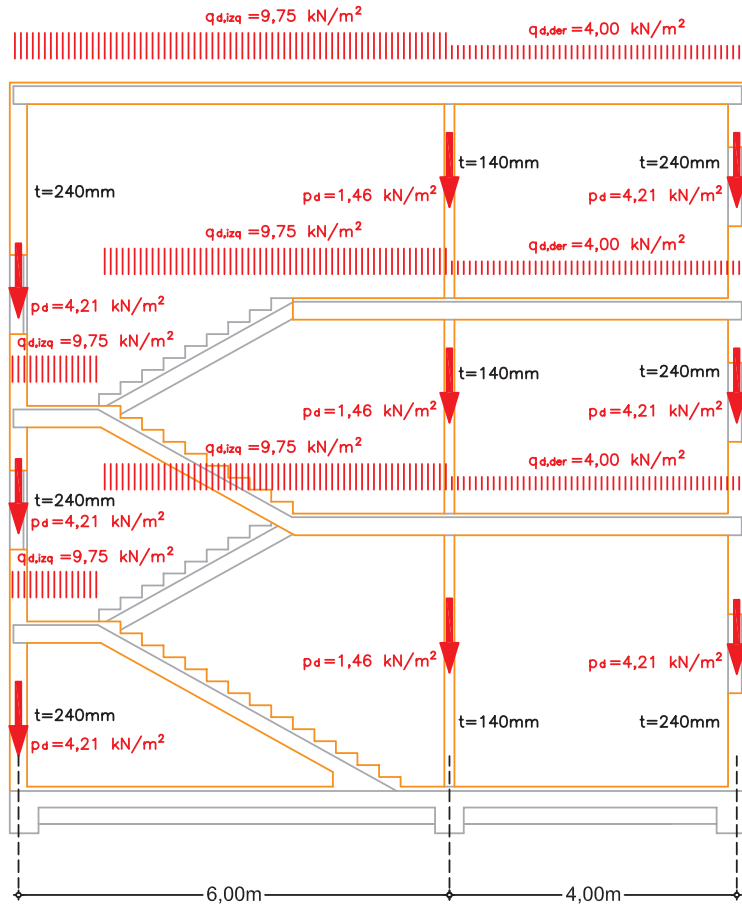
Se considera carga total en la primera crujía del forjado y sólo carga permanente en la segunda. Supone implícitamente que la carga es desfavorable en la primera crujía y favorable en la segunda, por lo que los coeficientes de seguridad de acciones se han tomado con este criterio. Este caso sólo puede afectar desfavorablemente al muro interior, por lo que sólo se presenta la comprobación del muro de carga C-2.

Caso de carga 3

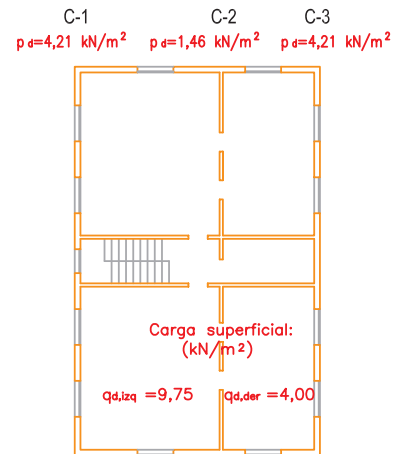
Se considera la totalidad de la carga en la planta del nudo analizado y sólo la carga permanente en las plantas superiores. Supone implícitamente que la carga es desfavorable en la planta analizada y favorable en las superiores, a efectos de adoptar el coeficiente de seguridad.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.2 CASO DE CARGA 2
(SÓLO CARGA PERMANENTE EN 2ª CRUJÍA)
1.2.1 EVALUACIÓN DE ACCIONES



ESQUEMA DE ACCIONES GRAVITATORIAS
(por metro de ancho)



Se supone que la carga del forjado de la parte derecha es favorable para el muro de carga C-2

Se supone que el peso propio es favorable para el muro de carga C-2

COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD:
(Tabla 4.1 DB SE Seguridad Estructural)

DESFAVORABLES:

Acciones permanentes: $\gamma_G = 1,35$

Acciones variables: $\gamma_Q = 1,50$

FAVORABLES:

Acciones permanentes: $\gamma_G = 0,80$

Acciones variables: $\gamma_Q = 0,00$

VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES:

Cargas procedentes de forjados:

$$q_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

DESFAVORABLES: (forjado izquierdo)

$$q_d = 1,35 \times 5,0 \text{ kN/m}^2 + 1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 9,75 \text{ kN/m}^2$$

FAVORABLES: (forjado derecho)

$$q_d = 0,80 \times 5,0 \text{ kN/m}^2 = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

Peso propio de los muros:

$$p_d = \gamma_G \cdot p_k$$

$$p_d (\text{espesor } 0,14\text{m}) = 0,80 \times 1,82 \text{ kN/m}^2 = 1,46 \text{ kN/m}^2$$

$$p_d (\text{espesor } 0,19\text{m}) = 1,35 \times 2,47 \text{ kN/m}^2 = 3,33 \text{ kN/m}^2$$

$$p_d (\text{espesor } 0,24\text{m}) = 1,35 \times 3,12 \text{ kN/m}^2 = 4,21 \text{ kN/m}^2$$

$$p_d (\text{espesor } 0,29\text{m}) = 1,35 \times 3,77 \text{ kN/m}^2 = 5,09 \text{ kN/m}^2$$

CARGAS PROCEDENTES DE FORJADOS:
(VALOR CARACTERÍSTICO)

Cargas permanentes: G_k

- peso propio forjado: 3,0 kN/m²
- pavimento: 1,0 kN/m²
- tabiquería: 1,0 kN/m²

TOTAL CARGAS PERMANENTES: $G_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Cargas variables: Q_k

- sobrecarga de uso: 2,0 kN/m²

TOTAL CARGAS VARIABLES: $Q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

TOTAL: 7,0 kN/m²

PESO PROPIO DE LOS MUROS:

$$p_k = \rho \cdot t$$

siendo:

- p_k = peso por unidad de superficie
- ρ = peso específico de la fábrica
- t = espesor del muro

Espesor $t = 0,14 \text{ m}$:

$$p_k = 13 \text{ kN/m}^2 \times 0,14 \text{ m} = 1,82 \text{ kN/m}^2$$

Espesor $t = 0,19 \text{ m}$:

$$p_k = 13 \text{ kN/m}^2 \times 0,19 \text{ m} = 2,47 \text{ kN/m}^2$$

Espesor $t = 0,24 \text{ m}$:

$$p_k = 13 \text{ kN/m}^2 \times 0,24 \text{ m} = 3,12 \text{ kN/m}^2$$

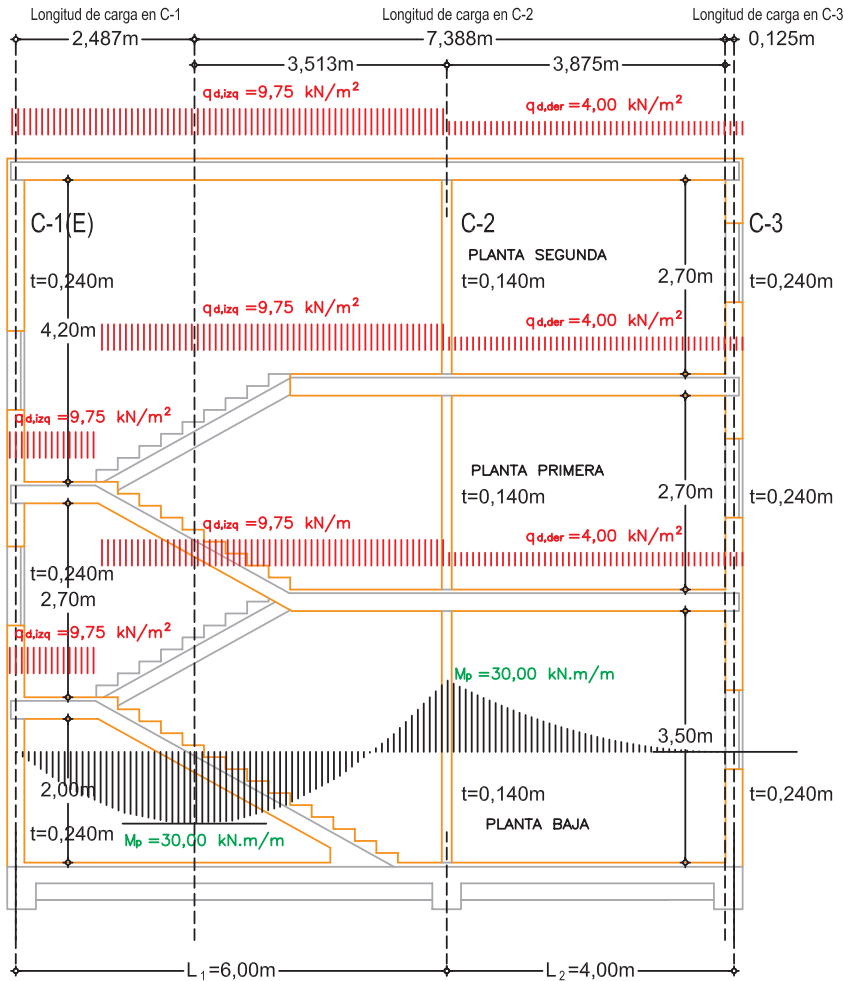
Espesor $t = 0,29 \text{ m}$:

$$p_k = 13 \text{ kN/m}^2 \times 0,29 \text{ m} = 3,77 \text{ kN/m}^2$$

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.2 CASO DE CARGA 2

1.2.2 CARGA EN MUROS PROCEDENTE DE FORJADOS



CÁLCULO DE ESFUERZOS EN FORJADOS

Momento de continuidad:
(en 1ª aproximación: momento plástico)
 $M_p = qL^2/11,7 = 9,75 \text{ kN/m}^2 \times (6,00\text{m})^2/11,7 = 30,00 \text{ kN.m/m}$

Esfuerzos cortantes:
TRAMO 1: ($q = 9,75 \text{ kN/m}^2$)
 $V_1^{izq} = qL_1/2 - M_p/L_1 = 24,25 \text{ kN/m}$
 $V_1^{der} = qL_1/2 + M_p/L_1 = 34,25 \text{ kN/m}$
TRAMO 2: ($q = 4,00 \text{ kN/m}^2$)
 $V_2^{izq} = qL_2/2 + M_p/L_2 = 15,50 \text{ kN/m}$
 $V_2^{der} = qL_2/2 - M_p/L_2 = 0,5 \text{ kN/m}$

REACCIONES SOBRE MUROS:

Muro de carga C-1:
 $R_1 = V_1^{izq} = 24,25 \text{ kN/m}$
(Gráficamente $R_1 = 2,487 \times 9,75 = 24,25 \text{ kN/m}$)

Muro de carga C-2:
 $R_2 = V_2^{der} + V_2^{izq} = 49,75 \text{ kN/m}$
(Gráficamente $R_2 = 3,513 \times 9,75 + 3,875 \times 4,00 = 49,75 \text{ kN/m}$)

Muro de carga C-3:
 $R_3 = V_2^{der} = 0,50 \text{ kN/m}$
(Gráficamente $R_3 = 0,125 \times 4,00 = 0,50 \text{ kN/m}$)

CARGAS DE CÁLCULO PROCEDENTES DE FORJADOS
OBTENCIÓN GRÁFICA DE LAS REACCIONES SOBRE MUROS
(en 1ª aproximación con momentos plásticos)

OBSERVACIÓN: la distancia entre las tangentes horizontales del diagrama de flectores representa la longitud de carga sobre cada muro

PESO PROPIO DE LOS MUROS: $P^i = p_d \cdot h_i$

Muro de carga C-1(E) (zona escalera):

PLANTA SEGUNDA:
a media altura:
 $P_{C-1(E)}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 4,20\text{m} = 8,81 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-1(E)}^h = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 4,20\text{m} = 17,68 \text{ kN/m}$

a media altura:
 $P_{C-1(E)}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70\text{m} = 5,68 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-1(E)}^h = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} = 11,37 \text{ kN/m}$

a media altura:
 $P_{C-1(E)}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,00\text{m} = 4,21 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-1(E)}^h = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 2,00\text{m} = 8,42 \text{ kN/m}$

Muro de carga C-2

PLANTA SEGUNDA:
a media altura:
 $P_{C-2}^{h/2} = 1,46 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70\text{m} = 1,97 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-2}^h = 1,46 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} = 3,94 \text{ kN/m}$

PLANTA PRIMERA:
a media altura:
 $P_{C-2}^{h/2} = 1,46 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70\text{m} = 1,97 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-2}^h = 1,46 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} = 3,94 \text{ kN/m}$

PLANTA BAJA:
a media altura:
 $P_{C-2}^{h/2} = 1,46 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 3,50\text{m} = 2,56 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-2}^h = 1,46 \text{ kN/m}^2 \times 3,50\text{m} = 5,11 \text{ kN/m}$

Muro de carga C-3 y C-1(P) (zona de planta):

PLANTA SEGUNDA:
a media altura:
 $P_{C-3}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70\text{m} = 5,68 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-3}^h = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} = 11,37 \text{ kN/m}$

PLANTA PRIMERA:
a media altura:
 $P_{C-3}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70\text{m} = 5,68 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-3}^h = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} = 11,37 \text{ kN/m}$

PLANTA BAJA:
a media altura:
 $P_{C-3}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 3,50\text{m} = 7,37 \text{ kN/m}$
en base:
 $P_{C-3}^h = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 3,50\text{m} = 14,74 \text{ kN/m}$

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.2 CASO DE CARGA 2
 1.2.3 ESFUERZO NORMAL EN MUROS
 1.2.3.1 ZONA DE PLANTA

ESFUERZOS NORMALES (en kN/m) (para un metro de ancho)

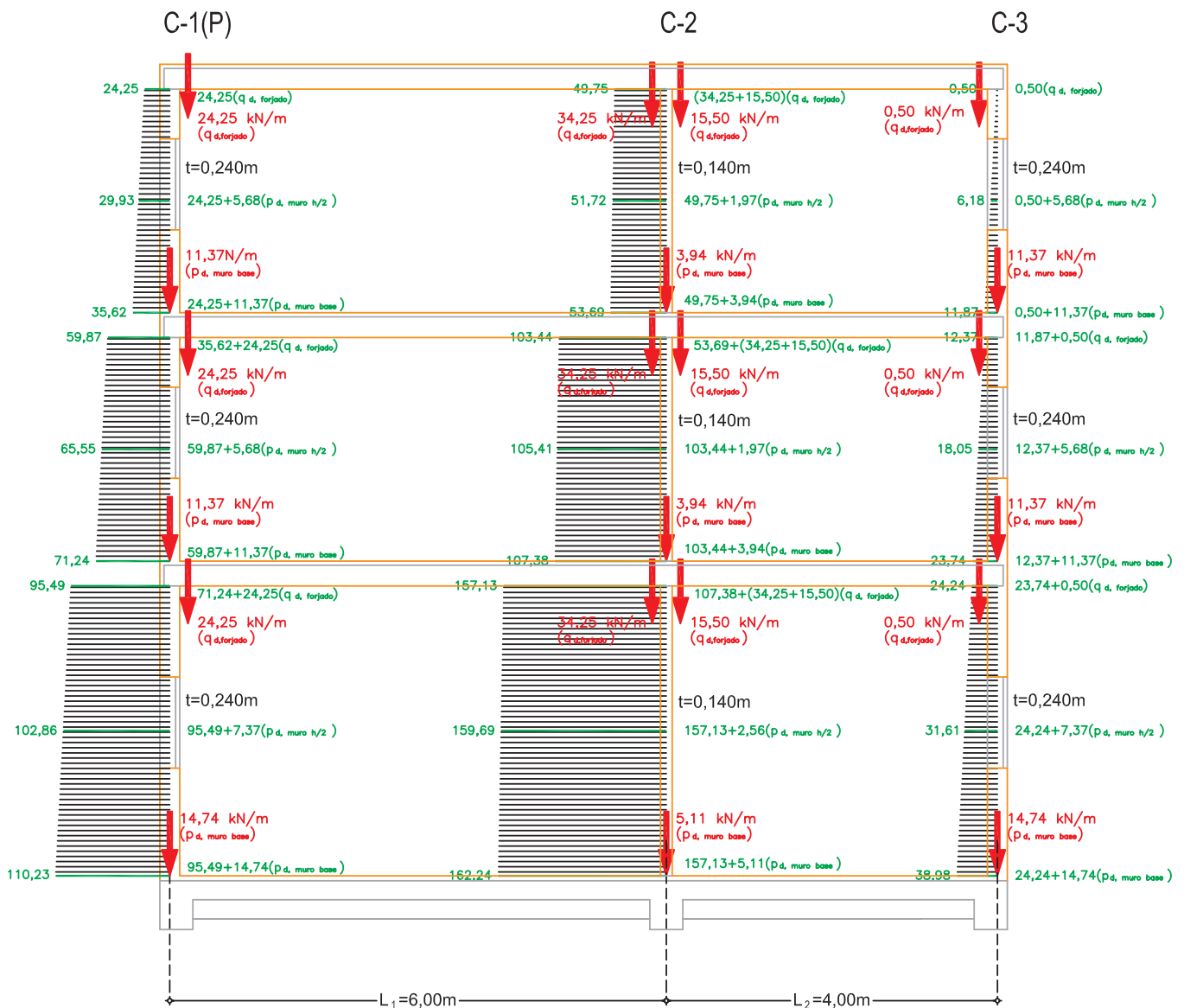
$$N_d^i = \sum q_d + \sum p_d$$

siendo:

N_d^i esfuerzo normal de cálculo en la sección "i"

$\sum q_d$ suma de cargas de forjado por encima de sección "i"

$\sum p_d$ suma de peso propio de muro por encima de sección "i"



BAJADA DE CARGAS
 DIAGRAMAS DE ESFUERZOS NORMALES DE CÁLCULO
 (valores en kN/m)

OBSERVACIÓN: las pendientes de los diagramas representan el peso propio del muro

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.2 CASO DE CARGA 2

1.2.3 ESFUERZO NORMAL EN MUROS

1.2.3.2 ZONA DE PLANTA. REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS

REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS EN MUROS DE PLANTA BAJA:

(DB SE AE. Tabla 3.2 Coeficiente de reducción de sobrecargas)

Coeficiente de reducción de sobrecargas: 0,9
(tres plantas del mismo uso por encima)

Porcentaje de sobrecarga en forjados (respecto a carga total):

$$\gamma_Q \cdot Q_k / (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k)$$

$$1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 / (1,35 \times 5,0 \text{ kN/m}^2 + 1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) = 3,0 / 9,75 = 31\%$$

Coeficiente de reducción (respecto de la carga total):

$$69\% + 0,9 \times 31\% = 96,9\%$$

CARGA REDUCIDA EN CABEZA DE MUROS DE PLANTA BAJA:

MURO C-1(P):

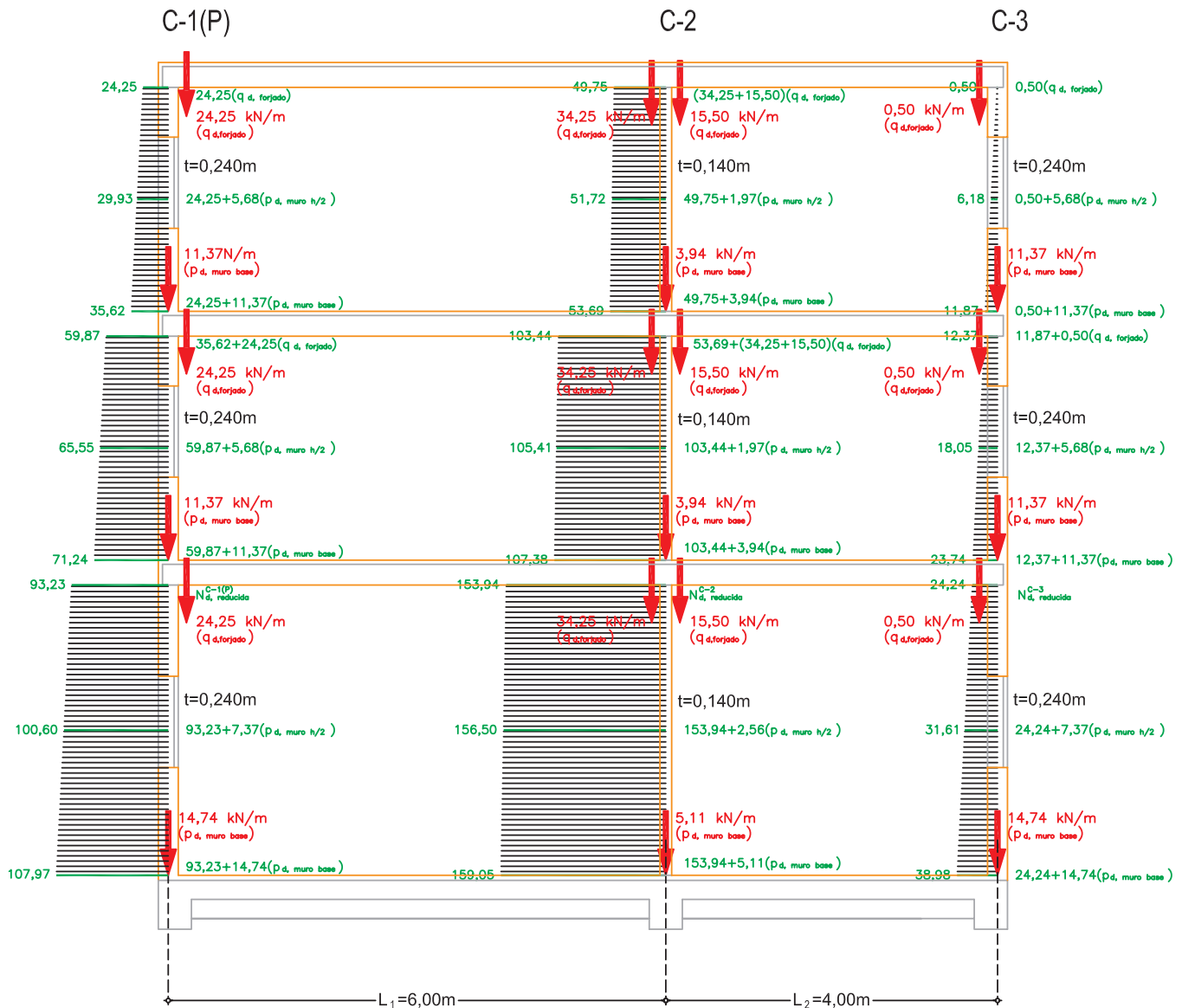
$$N_{d, \text{reducida}}^{C-1(E)} = 3 \times 0,969 \times 24,25 \text{ kN/m} + 2 \times 11,37 \text{ kN/m} = 93,23 \text{ kN/m}$$

MURO C-2:

$$N_{d, \text{reducida}}^{C-2} = 3 \times (0,969 \times 34,25 + 15,50) \text{ kN/m} + 2 \times 3,94 \text{ kN/m} = 153,94 \text{ kN/m}$$

MURO C-3:

$$N_{d, \text{reducida}}^{C-3} = 3 \times 0,50 \text{ kN/m} + 2 \times 11,37 \text{ kN/m} = 24,24 \text{ kN/m}$$



BAJADA DE CARGAS
DIAGRAMAS DE ESFUERZOS NORMALES DE CÁLCULO
(valores en kN/m)

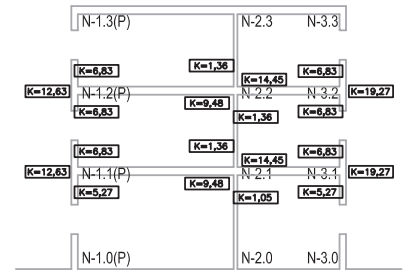
OBSERVACIÓN: las pendientes de los diagramas representan el peso propio del muro

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.2 CASO DE CARGA 2

1.2.4 ANÁLISIS DE NUDOS

1.2.4.1 MURO C-2



(ZONA DE PLANTA)
IDENTIFICACIÓN DE NUDOS

NUDOS INTERIORES:

Nudo N-2.3

NUDO INTERIOR DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = 0,25 \cdot t \cdot (N_i - N_j) / (N_i + N_j)$$

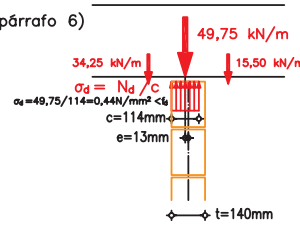
$$e = 0,25 \cdot 140 \cdot (34,25 - 15,50) / 49,75 = 13 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2 \cdot e = 140 - 26 = 114 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 49,75 / 114 = 0,44 \text{ N/mm}^2 < f_d$$



Momento debido a las cargas:

$$M_d = e \cdot N_d$$

$$M_d = 0,013 \times 49,75 = 0,65 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-2.2

NUDO INTERIOR DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$53,69 / 140 = 0,38 \text{ N/mm}^2 > 0,25 \text{ N/mm}^2$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{1,36 + 1,36}{1,36 + 1,36 + 9,48 + 14,45} \left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 2,31 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = (9,75 \times 5,81^2 - 4,00 \times 3,81^2) / 12 = 22,59 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

Capacidad resistente de los muros:

$$M_{Rd} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$$

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = 53,69 \cdot (0,140 - 53,69 / 1,60E3) / 2 = 2,86 \text{ kN.m/m}$$

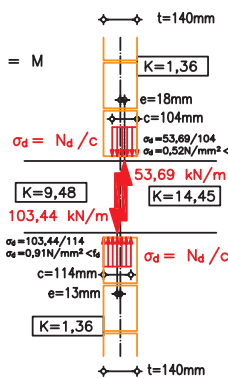
Capacidad resistente del muro inferior:

$$M_{Rd,inf} = 103,44 \cdot (0,140 - 103,44 / 1,60E3) / 2 = 3,90 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 2,31 \cdot \frac{2,86}{2,86 + 3,90} = 0,98 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 2,31 \cdot \frac{3,90}{2,86 + 3,90} = 1,33 \text{ kN.m/m}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 0,98 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 0,98E3 / 53,69 = 18 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 18) = 104 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 53,69 / 104 = 0,52 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 1,33 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 1,33E3 / 103,44 = 13 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 13) = 114 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 103,44 / 114 = 0,91 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-2.1

NUDO INTERIOR DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro $> 0,25 \text{ N/mm}^2$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{1,36 + 1,05}{1,36 + 1,05 + 9,48 + 14,45} \left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 2,07 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = (9,75 \times 5,81^2 - 4,00 \times 3,81^2) / 12 = 22,59 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

Capacidad resistente de los muros:

$$M_{Rd} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$$

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = 107,38 \cdot (0,140 - 107,38 / 1,60E3) / 2 = 3,91 \text{ kN.m/m}$$

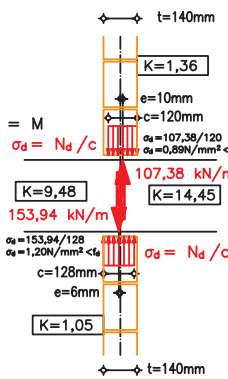
Capacidad resistente del muro inferior:

$$M_{Rd,inf} = 153,94 \cdot (0,140 - 153,94 / 1,60E3) / 2 = 3,37 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 2,07 \cdot \frac{3,91}{3,91 + 3,37} = 1,11 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 2,07 \cdot \frac{3,37}{3,91 + 3,37} = 0,96 \text{ kN.m/m}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 1,11 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 1,11E3 / 107,38 = 10 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 10) = 120 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 107,38 / 120 = 0,89 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 0,96 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 0,96E3 / 153,94 = 6 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 6) = 128 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

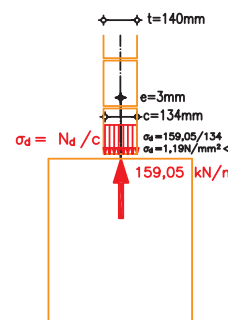
$$\sigma_d = N_d / c = 153,94 / 128 = 1,20 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-2.0

NUDO DE ARRANQUE INFERIOR

EMPOTRAMIENTO PERFECTO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{base} = M_{cabeza} / 2 = 0,96 / 2 = 0,48 \text{ kN.m/m}$$



ARRANQUE MURO:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,base} = 0,48 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_d / N_d = 0,48E3 / 159,05 = 3 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 3) = 134 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 159,05 / 134 = 1,19 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.3 CASO DE CARGA 3

(SÓLO CARGA PERMANENTE EN PLANTAS SUPERIORES AL MURO ANALIZADO)

1.3.1 ESFUERZO NORMAL EN MUROS. ZONA DE ESCALERA

Peso propio de los muros:
(valor superficial; carga favorable)

- $p_d = \gamma_G \cdot p_k ; \gamma_G = 0,8$
- $p_d (\text{espesor } 0,140) = 0,8 \times 1,82 \text{ kN/m}^2 = 1,46 \text{ kN/m}^2$
- $p_d (\text{espesor } 0,190) = 0,8 \times 2,47 \text{ kN/m}^2 = 1,98 \text{ kN/m}^2$
- $p_d (\text{espesor } 0,240) = 0,8 \times 3,12 \text{ kN/m}^2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- $p_d (\text{espesor } 0,290) = 0,8 \times 3,77 \text{ kN/m}^2 = 3,02 \text{ kN/m}^2$

Relación de carga permanente a carga total:
(valor de cálculo)

- $q_{d,\text{permanente}} = 0,8 \times 5,00 \text{ kN/m}^2 = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- $q_{d,\text{total}} = 9,75 \text{ kN/m}^2$
- $q_{d,\text{permanente}} = 0,41 \cdot q_{d,\text{total}}$

PESO PROPIO DE LOS MUROS: $P_i = p_d \cdot h_i$

Muro C-1(E):

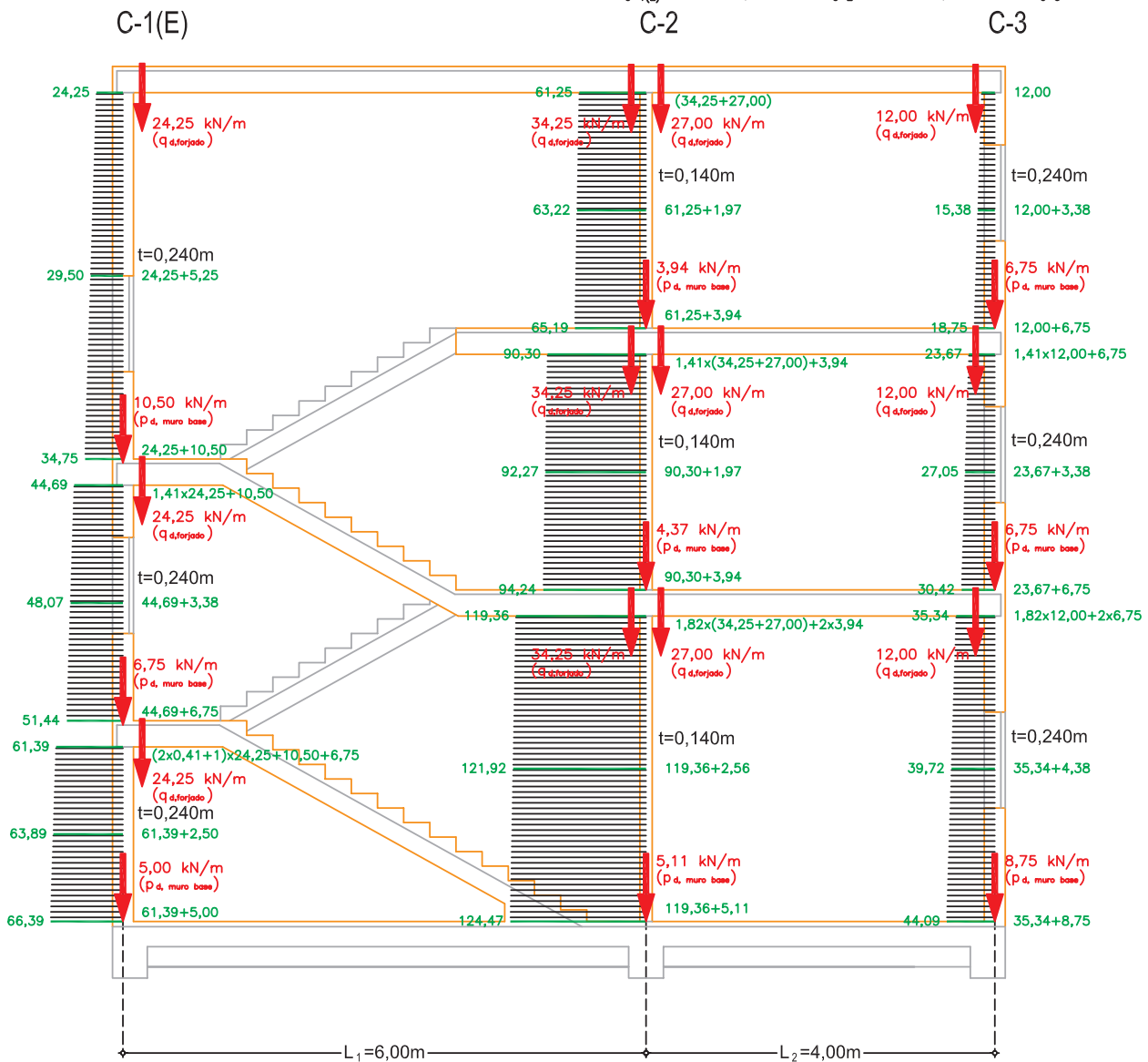
- PLANTA SEGUNDA:
 $P_{C-1(E)}^{h/2} = 5,25 \text{ kN/m}$
 $P_{C-1(E)}^h = 10,50 \text{ kN/m}$
- PLANTA PRIMERA:
 $P_{C-1(E)}^{h/2} = 3,38 \text{ kN/m}$
 $P_{C-1(E)}^h = 6,75 \text{ kN/m}$
- PLANTA BAJA:
 $P_{C-1(E)}^{h/2} = 2,50 \text{ kN/m}$
 $P_{C-1(E)}^h = 5,00 \text{ kN/m}$

Muro C-2

- PLANTA SEGUNDA:
 $P_{C-2}^{h/2} = 1,97 \text{ kN/m}$
 $P_{C-2}^h = 3,94 \text{ kN/m}$
- PLANTA PRIMERA:
 $P_{C-2}^{h/2} = 1,97 \text{ kN/m}$
 $P_{C-2}^h = 3,94 \text{ kN/m}$
- PLANTA BAJA:
 $P_{C-2}^{h/2} = 2,56 \text{ kN/m}$
 $P_{C-2}^h = 5,11 \text{ kN/m}$

Muro C-3:

- PLANTA SEGUNDA:
 $P_{C-3}^{h/2} = 3,38 \text{ kN/m}$
 $P_{C-3}^h = 6,75 \text{ kN/m}$
- PLANTA PRIMERA:
 $P_{C-3}^{h/2} = 3,38 \text{ kN/m}$
 $P_{C-3}^h = 6,75 \text{ kN/m}$
- PLANTA BAJA:
 $P_{C-3}^{h/2} = 4,38 \text{ kN/m}$
 $P_{C-3}^h = 8,75 \text{ kN/m}$



BAJADA DE CARGAS
DIAGRAMAS DE ESFUERZOS NORMALES DE CÁLCULO
(valores en kN/m)

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.3 CASO DE CARGA 3

1.3.2. ANÁLISIS DE NUDOS

1.3.2.1 MURO C-1(E)

NUDOS DE EXTREMO:

Nudo N-1.3(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = 0,25.t + 0,25.a = 60 + 12,5 = 72,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2.e = 240 - 145 = 95 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 24,25 / 95 = 0,26 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-1.2(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$34,75 / 240 = 0,145 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,sup} = N_d \cdot (t - 2.a - N_d / f_d) / 2$

$$M_{Rd,sup} = 34,75 \cdot (0,24 - 0,10 - 34,75 / 1,60E3) / 2 = 2,06 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$44,69 / 240 = 0,186 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,inf} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$

$$M_{Rd,inf} = 44,69 \cdot (0,24 - 44,69 / 1,60E3) / 2 = 4,74 \text{ kN.m/m}$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{4,39 + 6,83}{4,39 + 6,83 + 12,63} \cdot \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = 12,90 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (5,81 \text{ m})^2 / 12 = 27,43 \text{ kN.m/m}$$

COEFICIENTE REDUCTOR (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 4)

$$C = 1 - \frac{K_{forjado}}{4 \cdot (K_{muro,sup} + K_{muro,inf})} = 1 - \frac{12,63}{4 \cdot (4,39 + 6,83)} = 0,72$$

$$\text{Momento reducido: } M_{red} = 0,72 \times 12,90 = 9,29 \text{ kN.m/m} > 2,06 + 4,74 = 6,80$$

Momentos en muros: (CÁLCULO POR CAPACIDAD, según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 8)

$$M_{Sd,sup} = M_{Rd,sup} = 2,06 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M_{Rd,inf} = 4,74 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-1.1(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$51,44 / 240 = 0,214 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

CÁLCULO POR CAPACIDAD (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 8)

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = N_d / f_d = 51,44 / 1,60 = 32 \text{ mm}$$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = (t/2 - a) - c/2 = 120 - 50 - 16 = 54 \text{ mm}$$

Momento debido a las cargas:

$$M_{sup} = e \cdot N_d = 0,054 \times 51,44 = 2,78 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$61,39 / 240 = 0,256 \text{ N/mm}^2 > 0,25 \text{ N/mm}^2$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{6,83 + 9,22}{6,83 + 9,22 + 12,63} \cdot \frac{q_d \cdot L_{2q}^2}{12} = 15,35 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{2q}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (5,81 \text{ m})^2 / 12 = 27,43 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{inf} = M - M_{sup} = 15,35 - 2,78 = 12,57 \text{ kN.m/m}$$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{inf} / N_d = 12,57 / 61,39 = 205 \text{ mm} > 0,4.t$$

CÁLCULO POR CAPACIDAD (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 8)

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

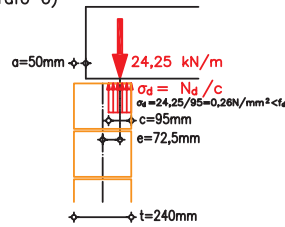
$$c = N_d / f_d = 61,39 / 1,60 = 38 \text{ mm}$$

Excentricidad debida a las cargas:

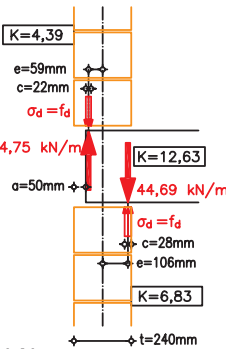
$$e = t/2 - c/2 = 120 - 19 = 101 \text{ mm}$$

Momento debido a las cargas:

$$M_{inf} = e \cdot N_d = 0,101 \times 61,39 = 6,20 \text{ kN.m/m}$$



Momento debido a las cargas:
 $M_d = e \cdot N_d$
 $M_d = 0,0725 \times 24,25 = 1,76 \text{ kN.m/m}$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 2,06 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 2,06E3 / 34,75 = 59 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(120 - 50 - 59) = 22 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 34,75 / 22 = 1,60 \text{ N/mm}^2 = f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 4,74 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

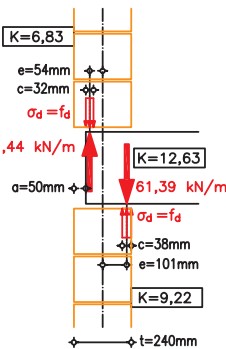
$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 4,74E3 / 44,69 = 106 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 106) = 28 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 44,69 / 28 = 1,60 \text{ N/mm}^2 = f_d$$



MURO SUPERIOR:

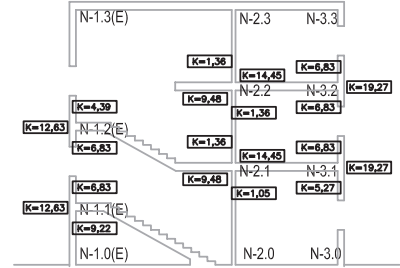
Momento debido a las cargas:

$$M_{Sd,sup} = e \cdot N_d = 0,054 \times 51,44 = 2,78 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas:

$$M_{Sd,inf} = e \cdot N_d = 0,101 \times 61,39 = 6,20 \text{ kN.m/m}$$



(ZONA DE ESCALERA)

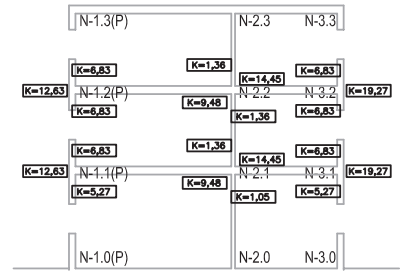
IDENTIFICACIÓN DE NUDOS

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.3 CASO DE CARGA 3

1.3.2. ANÁLISIS DE NUDOS

1.3.2.2 MURO C-2



(ZONA DE PLANTA)

IDENTIFICACIÓN DE NUDOS

NUDOS INTERIORES:

Nudo N-2.3

NUDO INTERIOR DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = 0,25 \cdot t \cdot (N_i - N_j) / (N_i + N_j)$$

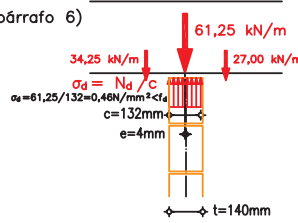
$$e = 0,25 \cdot 140 \cdot (34,25 - 27,00) / 61,25 = 4 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2 \cdot e = 140 - 8 = 132 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 61,25 / 132 = 0,46 \text{ N/mm}^2 < f_d$$



Momento debido a las cargas:

$$M_d = e \cdot N_d$$

$$M_d = 0,004 \times 61,25 = 0,25 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-2.2

NUDO INTERIOR DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$65,19 / 140 = 0,47 \text{ N/mm}^2 > 0,25 \text{ N/mm}^2$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{1,36 + 1,36}{1,36 + 1,36 + 9,48 + 14,45} \left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 1,60 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 9,75 \text{ kN/m}^2 (5,81^2 - 3,81^2) \text{ m}^2 / 12 = 15,63 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 5)

Capacidad resistente de los muros:

$$M_{Rd} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$$

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = 65,19 \cdot (0,140 - 65,19 / 1,60E3) / 2 = 3,24 \text{ kN.m/m}$$

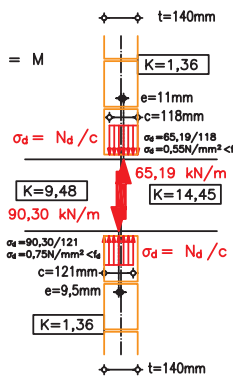
Capacidad resistente del muro inferior:

$$M_{Rd,inf} = 90,30 \cdot (0,140 - 90,30 / 1,60E3) / 2 = 3,77 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,60 \frac{3,24}{3,24 + 3,77} = 0,74 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,60 \frac{3,77}{3,24 + 3,77} = 0,86 \text{ kN.m/m}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 0,74 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 0,74E3 / 65,19 = 11 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 11) = 118 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 65,19 / 118 = 0,55 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 0,86 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 0,86E3 / 90,30 = 9,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 9,5) = 121 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 90,30 / 121 = 0,75 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-2.1

NUDO INTERIOR DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro $> 0,25 \text{ N/mm}^2$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{1,36 + 1,05}{1,36 + 1,05 + 9,48 + 14,45} \left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 1,43 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 9,75 \text{ kN/m}^2 (5,81^2 - 3,81^2) \text{ m}^2 / 12 = 15,63 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 5)

Capacidad resistente de los muros:

$$M_{Rd} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$$

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = 94,24 \cdot (0,140 - 94,24 / 1,60E3) / 2 = 3,82 \text{ kN.m/m}$$

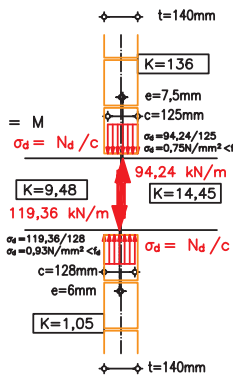
Capacidad resistente del muro inferior:

$$M_{Rd,inf} = 119,36 \cdot (0,140 - 119,36 / 1,60E3) / 2 = 3,90 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,43 \frac{3,82}{3,82 + 3,90} = 0,71 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,43 \frac{3,90}{3,82 + 3,90} = 0,72 \text{ kN.m/m}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 0,71 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 0,71E3 / 94,24 = 7,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 7,5) = 125 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 94,24 / 125 = 0,75 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 0,72 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 0,72E3 / 119,36 = 6 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 6) = 128 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

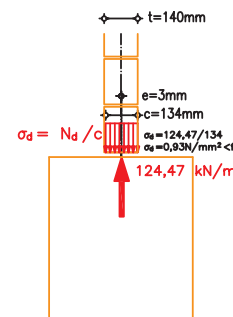
$$\sigma_d = N_d / c = 119,36 / 128 = 0,93 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-2.0

NUDO DE ARRANQUE INFERIOR

EMPOTRAMIENTO PERFECTO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 7)

$$M_{base} = M_{cabeza} / 2 = 0,72 / 2 = 0,36 \text{ kN.m/m}$$



ARRANQUE MURO:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,base} = 0,36 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_d / N_d = 0,36E3 / 124,47 = 3 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 3) = 134 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 124,47 / 134 = 0,93 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

NUDOS DE EXTREMO:

Nudo N-3.3

NUDO EXTREMO DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = 0,25 \cdot t + 0,25 \cdot a = 60 + 12,5 = 72,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2 \cdot e = 240 - 145 = 95 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 12,00 / 95 = 0,13 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-3.2

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$18,75 / 240 = 0,078 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,sup} = N_d \cdot (t - 2 \cdot a - N_d / f_d) / 2$

$$M_{Rd,sup} = 18,75 \cdot (0,24 - 0,10 - 18,75 / 1,60E3) / 2 = 1,20 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$23,67 / 240 = 0,099 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,inf} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$

$$M_{Rd,inf} = 23,67 \cdot (0,24 - 23,67 / 1,60E3) / 2 = 2,67 \text{ kN.m/m}$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{6,83 + 6,83}{6,83 + 6,83 + 19,27} \left(\frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 4,89 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (3,81 \text{ m})^2 / 12 = 11,79 \text{ kN.m/m}$$

COEFICIENTE REDUCTOR (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 4)

$$C = 1 - \frac{K_{forjado}}{4 \cdot (K_{muro,sup} + K_{muro,inf})} = 1 - \frac{19,27}{4 \cdot (6,83 + 6,83)} = 0,65$$

Momento reducido: $M_{red} = 0,65 \times 4,89 = 3,18 \text{ kN.m/m} < 1,20 + 2,67 = 3,87$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M_{red} \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 3,18 \frac{1,20}{1,20 + 2,67} = 0,99 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M_{red} \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 3,18 \frac{2,67}{1,20 + 2,67} = 2,19 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-3.1

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$30,42 / 240 = 0,13 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,sup} = N_d \cdot (t - 2 \cdot a - N_d / f_d) / 2$

$$M_{Rd,sup} = 30,42 \cdot (0,24 - 0,10 - 30,42 / 1,60E3) / 2 = 1,84 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$35,34 / 240 = 0,15 \text{ N/mm}^2 > 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,inf} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$

$$M_{Rd,inf} = 35,34 \cdot (0,24 - 35,34 / 1,60E3) / 2 = 3,85 \text{ kN.m/m}$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{6,83 + 5,27}{6,83 + 5,27 + 19,27} \left(\frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 4,55 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (3,81 \text{ m})^2 / 12 = 11,79 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 4,55 \frac{1,84}{1,84 + 3,85} = 1,47 \text{ kN.m/m}$$

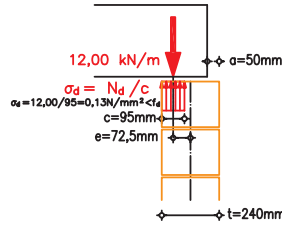
$$M_{Sd,inf} = M \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 4,55 \frac{3,85}{1,84 + 3,85} = 3,08 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-3.0

NUDO DE ARRANQUE INFERIOR

EMPOTRAMIENTO PERFECTO (según párrafo 7)

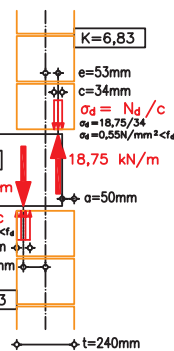
$$M_{base} = M_{cabeza} / 2 = 3,08 / 2 = 1,54 \text{ kN.m/m}$$



Momento debido a las cargas:

$$M_d = e \cdot N_d$$

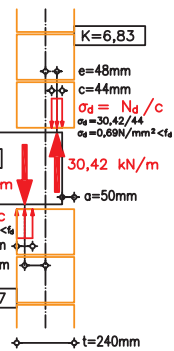
$$M_d = 0,0725 \times 12,00 = 0,87 \text{ kN.m/m}$$



Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = 0,99 \text{ kN.m/m}$$

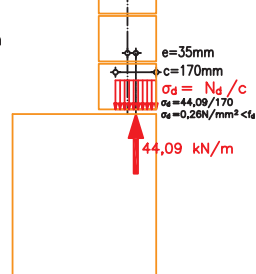
$$M_{Sd,inf} = 2,19 \text{ kN.m/m}$$



Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = 1,47 \text{ kN.m/m}$$

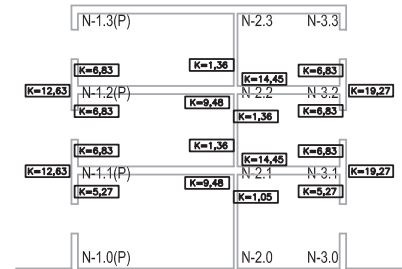
$$M_{Sd,inf} = 3,08 \text{ kN.m/m}$$



1.3 CASO DE CARGA 3

1.3.2. ANÁLISIS DE NUDOS

1.3.2.3 MURO C-3



(ZONA DE PLANTA)

IDENTIFICACIÓN DE NUDOS

MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 0,99 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 0,99E3 / 18,75 = 53 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(120 - 50 - 53) = 34 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 18,75 / 34 = 0,55 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 2,19 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 2,19E3 / 23,67 = 92,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 92,5) = 55 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 23,67 / 55 = 0,43 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 1,47 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 1,47E3 / 30,42 = 48 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(120 - 50 - 48) = 44 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 30,42 / 44 = 0,69 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 3,08 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 3,08E3 / 35,34 = 87 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 87) = 66 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 35,34 / 66 = 0,54 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

ARRANQUE MURO:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,base} = 1,54 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_d / N_d = 1,54E3 / 44,09 = 35 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 35) = 170 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 44,09 / 170 = 0,26 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Los resultados del análisis realizado para los tres casos de carga diferente, permiten concluir que la situación más desfavorable para los muros, entendiendo como tal la que produce valores de tensión más elevados, corresponde siempre al caso de carga total en todos los tramos y en todos los niveles (caso de carga 1). Por ello, entendemos que se puede simplificar el cálculo manual, analizando un único caso de carga (carga gravitatoria total) sin incumplir este punto del DB SE-F.

Antes de introducir los efectos de segundo orden debe verificarse la validez de las secciones de cabeza y base (sólo de las calculadas por análisis de nudo; las calculadas por capacidad no necesitan comprobación), con objeto de adoptar las estrategias necesarias en caso de que alguna de ellas no sea válida, modificando las condiciones de proyecto, y reconsiderar de nuevo el análisis realizado en primer orden.

En el ejemplo analizado, debido a que uno de los muros de carga no cumple la condición de resistencia, se han modificado algunas condiciones de proyecto.

Se presenta a continuación un nuevo análisis con dos correcciones, realizadas no simultáneamente, para poner de manifiesto la trascendencia que tiene en el dimensionado dos variables fundamentales: el espesor del muro y la rigidez del forjado.

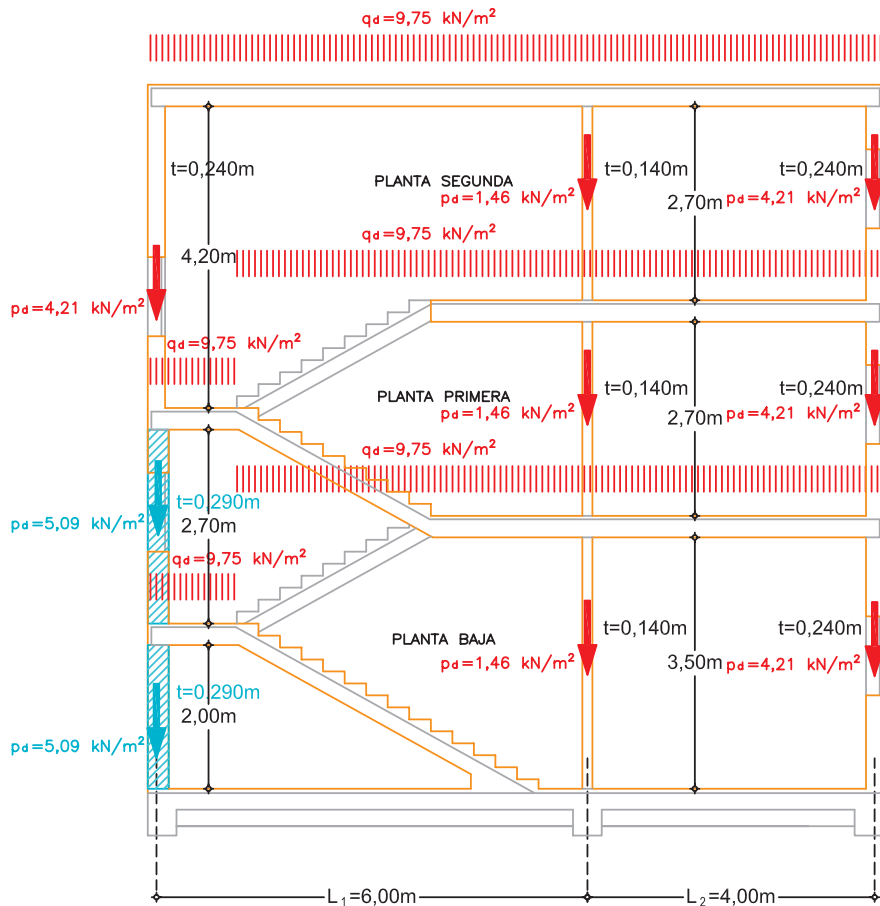
En la primera corrección se ha modificado sólo el espesor del muro que no cumple, aumentando su espesor. Con ello no se consigue verificar el cumplimiento de la condición resistente, lo que significa que esta medida no es demasiado eficaz para el objetivo que se persigue.

En la segunda corrección se ha modificado sólo la rigidez de los forjados. Con ello se consigue cumplir las condiciones de resistencia en todos los muros. Ello significa que el aumento de la rigidez de los forjados es la mejor estrategia para conseguir mejorar el comportamiento de los muros de carga.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.4 CORRECCIÓN DE ESPESORES DE MUROS

1.4.1 CORRECCIÓN DE LA CARGA EN MUROS



MUROS CON ESPESORES CORREGIDOS

PESO PROPIO DE LOS MUROS: $P^i = p_d \cdot h_i$ Los muros C-2 y C-3 no se modifican

Muro de carga C-1(E) (zona escalera):

PLANTA SEGUNDA:

a media altura:

$$P_{C-1(E)}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 4,20 \text{ m} = 8,84 \text{ kN/m}$$

en base:

$$P_{C-1(E)}^h = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 4,20 \text{ m} = 17,68 \text{ kN/m}$$

PLANTA PRIMERA:

a media altura:

$$P_{C-1(E)}^{h/2} = 5,09 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70 \text{ m} = 6,87 \text{ kN/m}$$

en base:

$$P_{C-1(E)}^h = 5,09 \text{ kN/m}^2 \times 2,70 \text{ m} = 13,74 \text{ kN/m}$$

PLANTA BAJA:

a media altura:

$$P_{C-1(E)}^{h/2} = 5,09 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,00 \text{ m} = 5,09 \text{ kN/m}$$

en base:

$$P_{C-1(E)}^h = 5,09 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = 10,18 \text{ kN/m}$$

Muro de carga C-1(P) (zona de planta):

PLANTA SEGUNDA:

a media altura:

$$P_{C-3}^{h/2} = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70 \text{ m} = 5,68 \text{ kN/m}$$

en base:

$$P_{C-3}^h = 4,21 \text{ kN/m}^2 \times 2,70 \text{ m} = 11,37 \text{ kN/m}$$

PLANTA PRIMERA:

a media altura:

$$P_{C-3}^{h/2} = 5,09 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 2,70 \text{ m} = 6,87 \text{ kN/m}$$

en base:

$$P_{C-3}^h = 5,09 \text{ kN/m}^2 \times 2,70 \text{ m} = 13,74 \text{ kN/m}$$

PLANTA BAJA:

a media altura:

$$P_{C-3}^{h/2} = 5,09 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 3,50 \text{ m} = 8,91 \text{ kN/m}$$

en base:

$$P_{C-3}^h = 5,09 \text{ kN/m}^2 \times 3,50 \text{ m} = 17,82 \text{ kN/m}$$

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.4 CORRECCIÓN DE ESPESORES DE MUROS

1.4.2 CORRECCIÓN DEL ESFUERZO NORMAL EN MUROS. ZONA DE ESCALERA

REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS EN MUROS DE PLANTA BAJA:

(DB SE AE. Tabla 3.2 Coeficiente de reducción de sobrecargas)

Coefficiente de reducción de sobrecargas: 0,9
(tres plantas del mismo uso por encima)

Porcentaje de sobrecarga en forjados (respecto a carga total):

$$\gamma_Q \cdot Q_k / (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k)$$

$$1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 / (1,35 \times 5,0 \text{ kN/m}^2 + 1,50 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) = 3,0 / 9,75 = 31\%$$

Coefficiente de reducción (respecto de la carga total):

$$69\% + 0,9 \times 31\% = 96,9\%$$

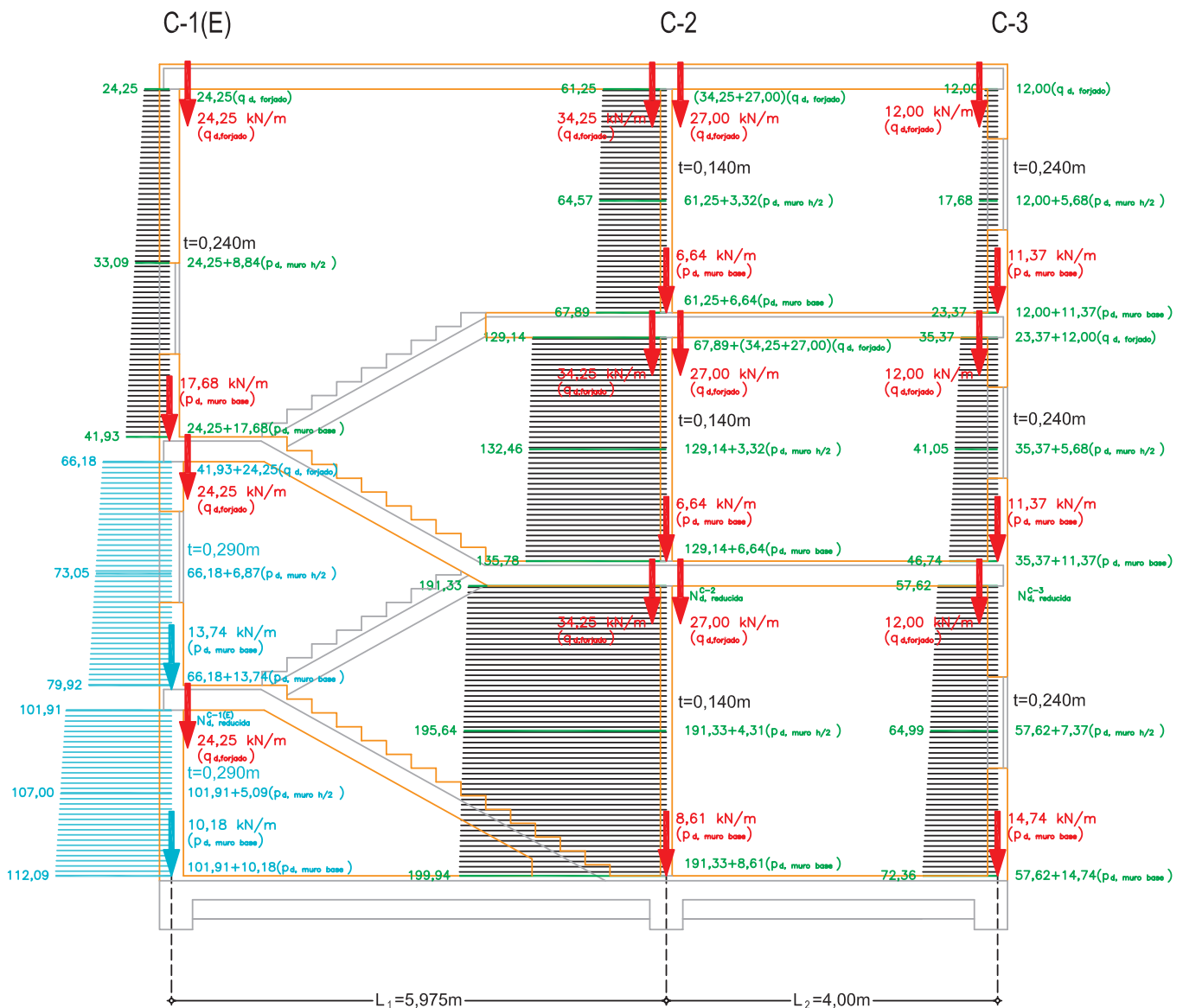
CARGA REDUCIDA EN CABEZA DE MUROS DE PLANTA BAJA:

MURO C-1(E):

$$N_{d, \text{reducida}}^{C-1(E)} = 3 \times 0,969 \times 24,25 \text{ kN/m} + 17,68 \text{ kN/m} + 13,74 \text{ kN/m} = 101,91 \text{ kN/m}$$

MURO C-2: No se modifica

MURO C-3: No se modifica



CORRECCIÓN DE BAJADA DE CARGAS
DIAGRAMAS DE ESFUERZOS NORMALES DE CÁLCULO
(valores en kN/m)

OBSERVACIÓN: las pendientes de los diagramas representan el peso propio del muro

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.4 CORRECCIÓN DE ESPESORES DE MUROS

1.4.3 NUEVO CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD DE LAS CARGAS. ZONA DE ESCALERA

1.4.3.1 PREPARACIÓN DEL CÁLCULO

CORRECCIÓN DE LOS TÉRMINOS DE RIGIDEZ:

Momento de inercia de los muros, I_m , modificado:

$$I_m = 100 \times t_m^3 / 12 \text{ (por metro de ancho)}$$

MURO C-1 EN P.PRIMERA Y P.BAJA ($t=0,285\text{m}$): $I_{(28,5)} = 203.242 \text{ cm}^4$

Módulo de rigidez del forjado, $E_{\text{forjado}} I_{\text{forjado}}$:
(dato suministrado por el fabricante como "módulo de flecha")

$$E_{\text{forjado}} I_{\text{forjado}} = 183,5 \text{ E6 kN.cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$$

Módulo de elasticidad de la fábrica, $E_{\text{fábrica}}$:
(DB SE-F artículo 4.6.5 Deformabilidad, párrafo 2)

$$E_{\text{fábrica}} = 1.000 f_k = 4.000 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ kN/cm}^2$$

Módulo de rigidez de los muros, $E_{\text{fábrica}} I_m$, modificado:

MURO C-1 ($t_1=24\text{cm}$): $E_{\text{fábrica}} I_{(24)} = 46,08 \text{ E6 kN.cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$

MURO C-1 ($t_1=29\text{cm}$): $E_{\text{fábrica}} I_{(29)} = 81,30 \text{ E6 kN.cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$

MURO C-2 ($t_2=14\text{cm}$): $E_{\text{fábrica}} I_{(14)} = 9,15 \text{ E6 kN.cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$

MURO C-3 ($t_3=24\text{cm}$): $E_{\text{fábrica}} I_{(24)} = 46,08 \text{ E6 kN.cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$

Luz libre de las barras, L ó H , modificada:

$$L_{\text{libre}} = L_{\text{ejes}} - t_{\text{muro izq}}/2 - t_{\text{muro der}}/2$$

PLANTA DE CUBIERTA:

Forjado izquierdo: $L_{\text{forjado izquierdo}} = 6,00\text{m} - 0,12\text{m} - 0,07\text{m} = 5,81 \text{ m}$

Forjado derecho: $L_{\text{forjado derecho}} = 4,00\text{m} - 0,07\text{m} - 0,12\text{m} = 3,81 \text{ m}$

PLANTAS SEGUNDA Y PRIMERA:

Forjado izquierdo: $L_{\text{forjado izquierdo}} = 6,00\text{m} - (0,29+0,14)\text{m}/2 = 5,785 \text{ m}$

Forjado derecho: $L_{\text{forjado derecho}} = 4,00\text{m} - 0,07\text{m} - 0,12\text{m} = 3,81 \text{ m}$

MUROS:

Muro C-1(E), planta segunda: $H_{c-1(E), p2} = 4,20 \text{ m}$

Muro C-1(E), planta primera: $H_{c-1(E), p1} = 2,70 \text{ m}$

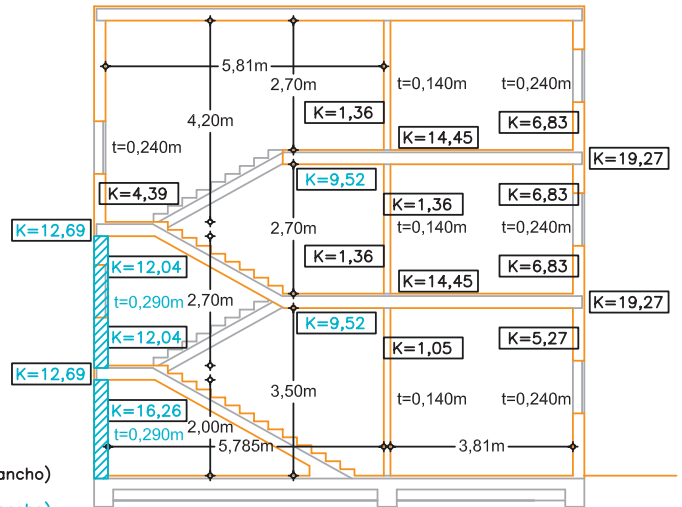
Muro C-1(E), planta baja: $H_{c-1(E), pb} = 2,00 \text{ m}$

Muro C-1(P), planta segunda: $H_{c-2, p2} = 2,70 \text{ m}$ (idem Muros C-2 y C-3)

Muro C-1(P), planta primera: $H_{c-2, p1} = 2,70 \text{ m}$ (idem. Muros C-2 y C-3)

Muro C-1(P), planta baja: $H_{c-2, pb} = 3,50 \text{ m}$ (idem. Muros C-2 y C-3)

FACTOR "K" DE RIGIDEZ RELATIVA EN BARRAS. MODIFICADO
UNIDADES: E3 kN.m (por metro de ancho)



(ZONA DE ESCALERA)

OBTENCIÓN DE "K" (según DB SE-F, artículo 5.2.1)

$$\text{forjados: } K = \frac{n E_{\text{forjado}} I_{\text{forjado}}}{L_{\text{libre}}} \quad (n=3 \text{ ó } n=4)$$

$$\text{muros: } K = \frac{4 E_{\text{fábrica}} I_{\text{muro}}}{H_{\text{libre}}}$$

OBSERVACIÓN 1:

"n" tiene el valor "3" si el nudo opuesto es de fachada

"n" tiene el valor "4" si el nudo opuesto es interior

OBSERVACIÓN 2:

al aumentar el espesor de los muros aumenta también la rigidez de los forjados implicados, debido a que disminuye la luz libre

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.4 CORRECCIÓN DE ESPESORES DE MUROS

1.4.4 NUEVO ANÁLISIS DE NUDOS

1.4.4.1 MURO C-1(E)

NUDOS DE EXTREMO:

Nudo N-1.3(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

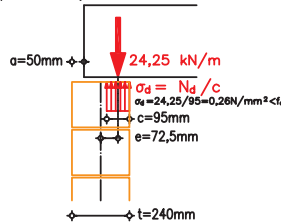
$$e = 0,25.t + 0,25.a = 60 + 12,5 = 72,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2.e = 240 - 145 = 95 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

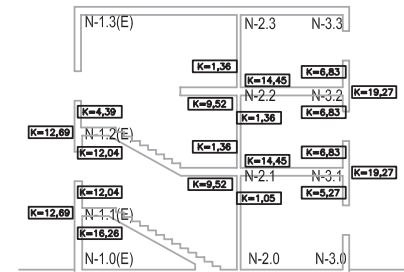
$$\sigma_d = N_d / c = 24,25/95 = 0,26 \text{ N/mm}^2 < f_d$$



Momento debido a las cargas:

$$M_d = e.N_d$$

$$M_d = 0,0725 \times 24,25 = 1,76 \text{ kN.m/m}$$



(ZONA DE ESCALERA)

IDENTIFICACIÓN DE NUDOS

Nudo N-1.2(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$41,93/240 = 0,175 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

CÁLCULO POR CAPACIDAD (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 8)

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = N_d / f_d = 41,93/1,60 = 26 \text{ mm}$$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = (t/2 - a) - c/2 = 120 - 50 - 13 = 57 \text{ mm}$$

Momento debido a las cargas:

$$M_{sup} = e.N_d = 0,057 \times 41,93 = 2,39 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$66,18/290 = 0,23 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

CÁLCULO POR CAPACIDAD (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 8)

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

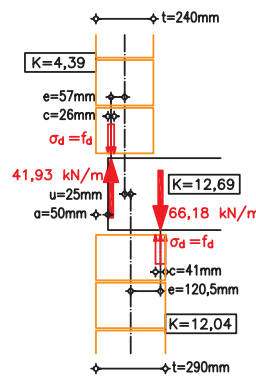
$$c = N_d / f_d = 66,18/1,60 = 41 \text{ mm}$$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = t/2 - c/2 = 145 - 20,5 = 124,5 \text{ mm}$$

Momento debido a las cargas:

$$M_{sup} = e.N_d = 0,1245 \times 66,18 = 8,24 \text{ kN.m/m}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas:

$$M_{Sd,sup} = e.N_d = 0,057 \times 41,93 = 2,39 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas:

$$M_{Sd,inf} = e.N_d = 0,1245 \times 66,18 = 8,24 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-1.1(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$79,92/290 = 0,275 \text{ N/mm}^2 > 0,25 \text{ N/mm}^2$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{12,04 + 16,26}{12,04 + 16,26 + 12,69} \left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} \right) = 18,77 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (5,785 \text{ m}^2) / 12 = 27,19 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 5)

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = N_d \cdot (t - 2.a - N_d/f_d) / 2$$

$$M_{Rd,sup} = 79,92 \cdot (0,290 - 0,10 - 79,92/1,60E3) / 2 = 5,60 \text{ kN.m/m}$$

Capacidad resistente del muro inferior:

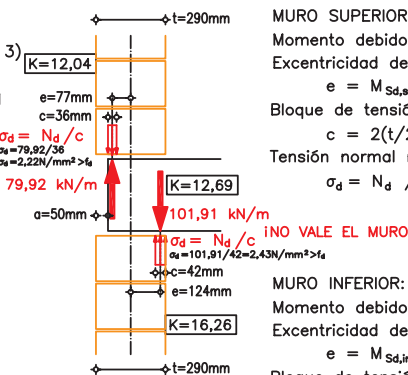
$$M_{Rd,inf} = N_d \cdot (t - N_d/f_d) / 2$$

$$M_{Rd,inf} = 101,91 \cdot (0,290 - 101,91/1,60E3) / 2 = 11,53 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 18,77 \cdot \frac{5,60}{5,60 + 11,53} = 6,14 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 18,77 \cdot \frac{11,53}{5,60 + 11,53} = 12,63 \text{ kN.m/m}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 6,14 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 6,14E3 / 79,92 = 77 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(145 - 50 - 77) = 36 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 79,92/36 = 2,22 \text{ N/mm}^2 > f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 12,63 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 12,63E3 / 101,91 = 124 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(145 - 124) = 42 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 101,91/42 = 2,43 \text{ N/mm}^2 > f_d$$

NOTA.- Cambiamos la rigidez del forjado sin cambiar el canto (para no modificar la geometría) Utilizando un forjado Borondo de doble viga de 18cm; 81cm entre nervios, y canto total (26+4)cm se tiene, según las fichas consultadas, una rigidez de sección no fisurada:

$$E_{forjado, forjado} = 343,0 \text{ E6 kN.cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$$

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.5 CORRECCIÓN DE LA RIGIDEZ DE FORJADOS

1.5.1 NUEVO CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD DE LAS CARGAS

1.5.1.1 PREPARACIÓN DEL CÁLCULO

CORRECCIÓN DE LOS TÉRMINOS DE RIGIDEZ:

Módulo de rigidez del forjado, $E_{\text{forjado}} I_{\text{forjado}}$:
(según criterio indicado en página 25)

$$E_{\text{forjado}} I_{\text{forjado}} = 343,0 \text{ E6 kN.cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$$

Módulo de elasticidad de la fábrica, $E_{\text{fábrica}}$:
(DB SE-F artículo 4.6.5 Deformabilidad, párrafo 2)

$$E_{\text{fábrica}} = 1.000 f_k = 4.000 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ kN/cm}^2$$

Momento de inercia de los muros, I_m :

$$I_m = 100 \times t_m^3 / 12 \text{ (por metro de ancho)}$$

MURO C-1 ($t_1=24\text{cm}$): $I_1 = 115.200 \text{ cm}^4$

MURO C-2 ($t_2=14\text{cm}$): $I_2 = 22.867 \text{ cm}^4$

MURO C-3 ($t_3=24\text{cm}$): $I_3 = 115.200 \text{ cm}^4$

Módulo de rigidez de los muros, $E_{\text{fábrica}} I_m$:

MURO C-1 ($t_1=24\text{cm}$): $E_{\text{fábrica}} I_1 = 46,08 \text{ E6 kN.cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$

MURO C-2 ($t_2=14\text{cm}$): $E_{\text{fábrica}} I_2 = 9,15 \text{ E6 kN.cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$

MURO C-3 ($t_3=24\text{cm}$): $E_{\text{fábrica}} I_3 = 46,08 \text{ E6 kN.cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$

Luz libre de las barras, L ó H : (según gráficos)

Forjado izquierdo: $L_{\text{forjado izquierdo}} = L - t_1/2 - t_2/2$

$$L_{\text{forjado izquierdo}} = 6,00\text{m} - 0,12\text{m} - 0,07\text{m} = 5,81 \text{ m}$$

Forjado derecho: $L_{\text{forjado derecho}} = L - t_2/2 - t_3/2$

$$L_{\text{forjado derecho}} = 4,00\text{m} - 0,07\text{m} - 0,12\text{m} = 3,81 \text{ m}$$

Muro C-1(E), planta segunda: $H_{c-1(E), p2} = 4,20 \text{ m}$

Muro C-1(E), planta primera: $H_{c-1(E), p1} = 2,70 \text{ m}$

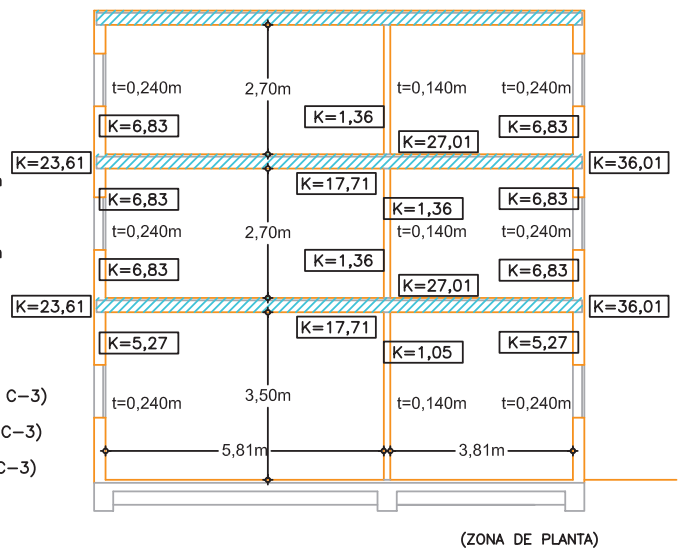
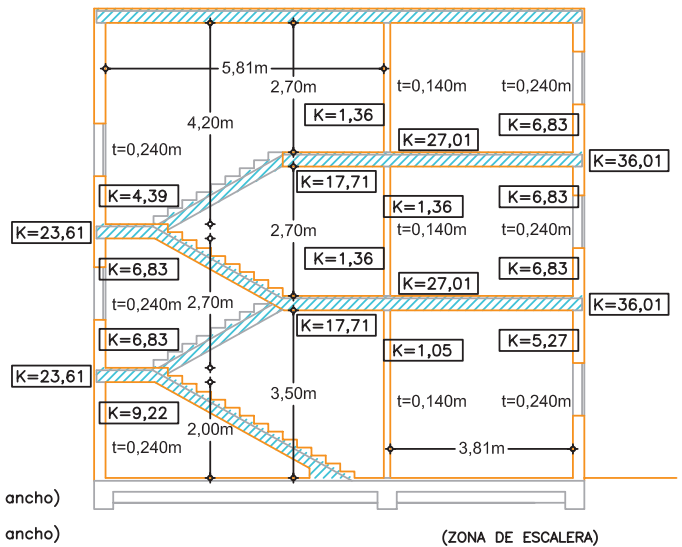
Muro C-1(E), planta baja: $H_{c-1(E), pbaja} = 2,00 \text{ m}$

Muro C-1(P), planta segunda: $H_{c-2, p2} = 2,70 \text{ m}$ (idem muros C-2 y C-3)

Muro C-1(P), planta primera: $H_{c-2, p1} = 2,70 \text{ m}$ (idem muros C-2 y C-3)

Muro C-1(P), planta baja: $H_{c-2, pbaja} = 3,50 \text{ m}$ (idem muros C-2 y C-3)

FACTOR "K" DE RIGIDEZ RELATIVA EN BARRAS. MODIFICADO
UNIDADES: E3 kN.m (por metro de ancho)



OBTENCIÓN DE "K" (según DB SE-F, artículo 5.2.1)

$$\text{forjados: } K = \frac{n E_{\text{forjado}} I_{\text{forjado}}}{L_{\text{libre}}} \quad (n=3 \text{ ó } n=4)$$

$$\text{muros: } K = \frac{4 E_{\text{fábrica}} I_{\text{muro}}}{H_{\text{libre}}}$$

OBSERVACIÓN:

"n" tiene el valor "3" si el nudo opuesto es de fachada
"n" tiene el valor "4" si el nudo opuesto es interior

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.5 CORRECCIÓN DE LA RIGIDEZ DE FORJADOS

1.5.2 NUEVO ANÁLISIS DE NUDOS

1.5.2.1 MURO C-1(E)

NUDOS DE EXTREMO:

Nudo N-1.3(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

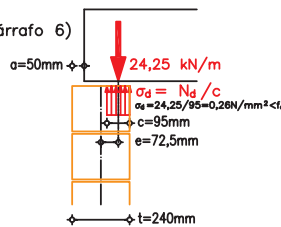
$$e = 0,25.t + 0,25.a = 60 + 12,5 = 72,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2.e = 240 - 145 = 95 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

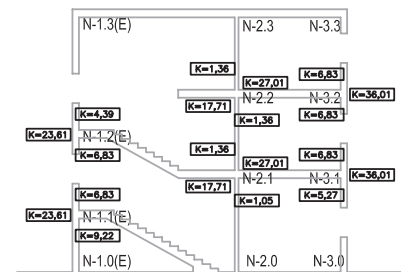
$$\sigma_d = N_d / c = 24,25/95 = 0,26 \text{ N/mm}^2 < f_d$$



Momento debido a las cargas:

$$M_d = e.N_d$$

$$M_d = 0,0725 \times 24,25 = 1,76 \text{ kN.m/m}$$



(ZONA DE ESCALERA)

IDENTIFICACIÓN DE NUDOS

MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas:

$$M_{Sd,sup} = e.N_d = 0,057 \times 41,93 = 2,39 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 6,45 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 6,45E3 / 66,18 = 97 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 97) = 46 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 66,18/46 = 1,44 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-1.2(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$41,93/240 = 0,175 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

CÁLCULO POR CAPACIDAD (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 8)

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = N_d / f_d = 41,93/1,60 = 26 \text{ mm}$$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = (t/2 - a) - c/2 = 120 - 50 - 13 = 57 \text{ mm}$$

Momento debido a las cargas:

$$M_{sup} = e.N_d = 0,057 \times 41,93 = 2,39 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$66,18/240 = 0,275 \text{ N/mm}^2 > 0,25 \text{ N/mm}^2$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

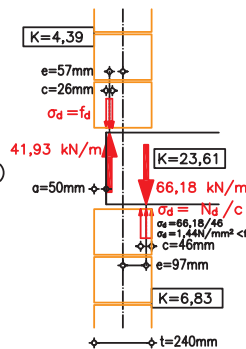
$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{4,39 + 6,83}{4,39 + 6,83 + 23,61} \cdot \frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} = 8,84 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (5,81 \text{ m})^2 / 12 = 27,43 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{inf} = M - M_{sup} = 8,84 - 2,39 = 6,45 \text{ kN.m/m}$$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{inf} / N_d = 6,45/66,18 = 97 \text{ mm}$$



Nudo N-1.1(E) (zona de escalera)

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en ambos muros $> 0,25 \text{ N/mm}^2$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{6,83 + 9,22}{6,83 + 9,22 + 23,61} \cdot \frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} = 11,10 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (5,81 \text{ m})^2 / 12 = 27,43 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 5)

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = N_d \cdot (t - 2.a - N_d / f_d) / 2$$

$$M_{Rd,sup} = 77,55 \cdot (0,24 - 0,10 - 77,55 / 1,60E3) / 2 = 3,55 \text{ kN.m/m}$$

Capacidad resistente del muro inferior:

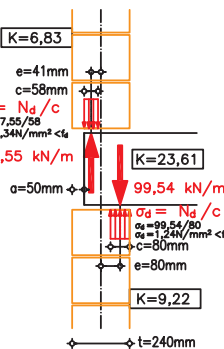
$$M_{Rd,inf} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$$

$$M_{Rd,inf} = 99,54 \cdot (0,24 - 99,54 / 1,60E3) / 2 = 8,85 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 11,10 \cdot \frac{3,55}{3,55 + 8,85} = 3,18 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 11,10 \cdot \frac{8,85}{3,55 + 8,85} = 7,92 \text{ kN.m/m}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 3,18 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 3,18E3 / 77,55 = 41 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(120 - 50 - 41) = 58 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 77,55/58 = 1,34 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 7,92 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 7,92E3 / 99,54 = 80 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 80) = 80 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

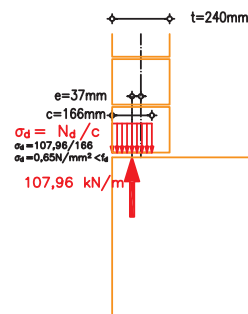
$$\sigma_d = N_d / c = 99,54/80 = 1,24 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-1.0(E) (zona de escalera)

NUDO DE ARRANQUE INFERIOR

EMPOTRAMIENTO PERFECTO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 7)

$$M_{base} = M_{cabeza} / 2 = 7,92 / 2 = 3,96 \text{ kN.m/m}$$



ARRANQUE MURO:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,base} = 3,96 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_d / N_d = 3,96E3 / 107,96 = 37 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 37) = 166 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 107,96/166 = 0,65 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.5 CORRECCIÓN DE LA RIGIDEZ DE FORJADOS

1.5.2 NUEVO ANÁLISIS DE NUDOS

1.5.2.2 MURO C-2

NUDOS INTERIORES:

Nudo N-2.3

NUDO INTERIOR DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = 0,25 \cdot t \cdot (N_i - N_j) / (N_i + N_j)$$

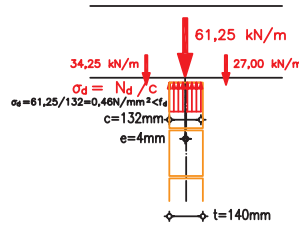
$$e = 0,25 \cdot 140 \cdot (34,25 - 27,00) / 61,25 = 4 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2 \cdot e = 140 + 8 = 132 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

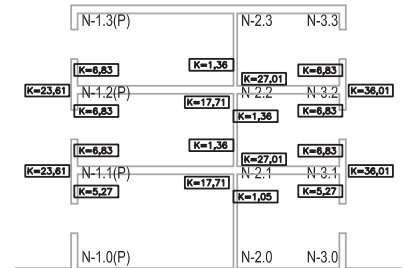
$$\sigma_d = N_d / c = 61,25 / 132 = 0,46 \text{ N/mm}^2 < f_d$$



Momento debido a las cargas:

$$M_d = e \cdot N_d$$

$$M_d = 0,004 \times 61,25 = 0,25 \text{ kN.m/m}$$



(ZONA DE PLANTA)

IDENTIFICACIÓN DE NUDOS

MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 0,42 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 0,42E3 / 67,89 = 6 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 6) = 128 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 67,89 / 128 = 0,53 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 0,48 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 0,48E3 / 129,14 = 4 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 4) = 132 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 129,14 / 132 = 0,98 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-2.2

NUDO INTERIOR DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$67,89 / 140 = 0,48 \text{ N/mm}^2 > 0,25 \text{ N/mm}^2$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{1,36 + 1,36}{1,36 + 1,36 + 17,71 + 27,01} \left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 0,90 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 9,75 \text{ kN/m}^2 (5,81^2 - 3,81^2) \text{ m}^2 / 12 = 15,63 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 5)

Capacidad resistente de los muros:

$$M_{Rd} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$$

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = 67,89 \cdot (0,140 - 67,89 / 1,60E3) / 2 = 3,31 \text{ kN.m/m}$$

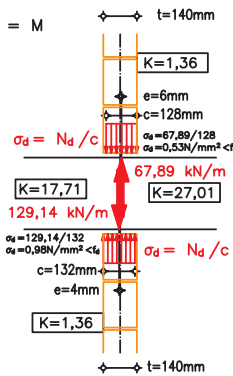
Capacidad resistente del muro inferior:

$$M_{Rd,inf} = 129,14 \cdot (0,140 - 129,14 / 1,60E3) / 2 = 3,83 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 0,90 \frac{3,31}{3,31 + 3,83} = 0,42 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 0,90 \frac{3,83}{3,31 + 3,83} = 0,48 \text{ kN.m/m}$$



Nudo N-2.1

NUDO INTERIOR DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro $> 0,25 \text{ N/mm}^2$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{1,36 + 1,05}{1,36 + 1,05 + 17,71 + 27,01} \left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 0,80 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\left(\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} - \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} \right) = 9,75 \text{ kN/m}^2 (5,81^2 - 3,81^2) \text{ m}^2 / 12 = 15,63 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 5)

Capacidad resistente de los muros:

$$M_{Rd} = N_d \cdot (t - N_d / f_d) / 2$$

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = 135,78 \cdot (0,140 - 135,78 / 1,60E3) / 2 = 3,74 \text{ kN.m/m}$$

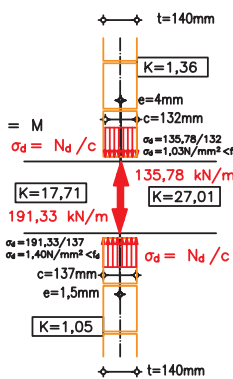
Capacidad resistente del muro inferior:

$$M_{Rd,inf} = 191,33 \cdot (0,140 - 191,33 / 1,60E3) / 2 = 1,95 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 0,80 \frac{3,74}{3,74 + 1,95} = 0,53 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 0,80 \frac{1,95}{3,74 + 1,95} = 0,27 \text{ kN.m/m}$$



MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 0,53 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 0,53E3 / 135,78 = 4 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 4) = 132 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 135,78 / 132 = 1,03 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 0,27 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 0,27E3 / 191,33 = 1,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 1,5) = 137 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

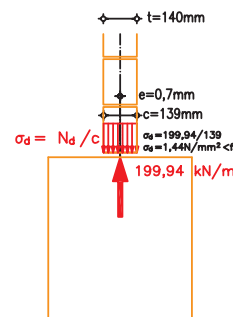
$$\sigma_d = N_d / c = 191,33 / 137 = 1,40 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-2.0

NUDO DE ARRANQUE INFERIOR

EMPOTRAMIENTO PERFECTO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 7)

$$M_{base} = M_{cabeza} / 2 = 0,27 / 2 = 0,135 \text{ kN.m/m}$$



ARRANQUE MURO:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,base} = 0,135 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_d / N_d = 0,135E3 / 199,94 = 0,7 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(70 - 0,7) = 139 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 199,94 / 139 = 1,44 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.5 CORRECCIÓN DE LA RIGIDEZ DE FORJADOS

1.5.2 NUEVO ANÁLISIS DE NUDOS

1.5.2.3 MURO C-3

NUDOS DE EXTREMO:

Nudo N-3.3

NUDO EXTREMO DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = 0,25.t + 0,25.a = 60 + 12,5 = 72,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2.e = 240 - 145 = 95 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 12,00/95 = 0,13 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-3.2

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$23,37/240 = 0,097 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,sup} = N_d \cdot (t - 2.a - N_d/f_d)/2$

$$M_{Rd,sup} = 23,37 \cdot (0,24 - 0,10 - 23,37/1,60E3)/2 = 1,47 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$35,37/240 = 0,147 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,inf} = N_d \cdot (t - N_d/f_d)/2$

$$M_{Rd,inf} = 35,37 \cdot (0,24 - 35,37/1,60E3)/2 = 3,85 \text{ kN.m/m}$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{6,83 + 6,83}{6,83 + 6,83 + 36,01} \cdot \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = 3,24 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (3,81 \text{ m})^2 / 12 = 11,79 \text{ kN.m/m}$$

COEFICIENTE REDUCTOR (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 4)

$$C = 1 - \frac{K_{forjado}}{4 \cdot (K_{muro,sup} + K_{muro,inf})} = 1 - \frac{36,01}{4 \cdot (6,83 + 6,83)} = 0,34 < 0,5$$

(Se toma C = 0,50)

Momento reducido: $M_{red} = 0,50 \times 3,24 = 1,62 \text{ kN.m/m} < 1,47 + 3,85 = 5,32$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M_{red} \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,62 \cdot \frac{1,47}{1,47 + 3,85} = 0,45 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M_{red} \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,62 \cdot \frac{3,85}{1,47 + 3,85} = 1,17 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-3.1

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$46,74/240 = 0,19 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,sup} = N_d \cdot (t - 2.a - N_d/f_d)/2$

$$M_{Rd,sup} = 46,74 \cdot (0,24 - 0,10 - 46,74/1,60E3)/2 = 2,59 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$57,62/240 = 0,24 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,inf} = N_d \cdot (t - N_d/f_d)/2$

$$M_{Rd,inf} = 57,62 \cdot (0,24 - 57,62/1,60E3)/2 = 5,88 \text{ kN.m/m}$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{6,83 + 5,27}{6,83 + 5,27 + 36,01} \cdot \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = 2,97 \text{ kN.m/m} = M$$

COEFICIENTE REDUCTOR (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 4): C = 0,50

Momento reducido: $M_{red} = 0,50 \times 2,97 = 1,49 \text{ kN.m/m} < 2,59 + 5,88 = 8,47$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M_{red} \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,49 \cdot \frac{2,59}{2,59 + 5,88} = 0,46 \text{ kN.m/m}$$

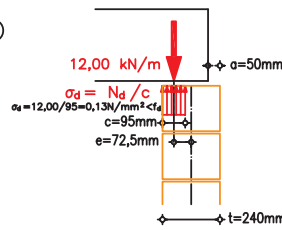
$$M_{Sd,inf} = M_{red} \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 1,49 \cdot \frac{5,88}{2,59 + 5,88} = 1,03 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-3.0

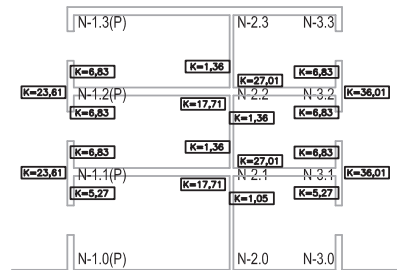
NUDO DE ARRANQUE INFERIOR

EMPOTRAMIENTO PERFECTO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 7)

$$M_{base} = M_{cabeza} / 2 = 1,03 / 2 = 0,52 \text{ kN.m/m}$$



Momento debido a las cargas:
 $M_d = e \cdot N_d$
 $M_d = 0,0725 \times 12,00 = 0,87 \text{ kN.m/m}$



(ZONA DE PLANTA)

IDENTIFICACIÓN DE NUDOS

MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 0,45 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 0,45E3 / 23,37 = 19 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(120 - 50 - 19) = 102 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 23,37/102 = 0,23 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 1,17 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 1,17E3 / 35,37 = 33 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 33) = 174 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 35,37/174 = 0,20 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 0,46 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 0,46E3 / 46,74 = 10 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(120 - 50 - 10) = 120 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 46,74/120 = 0,39 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 1,03 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 1,03E3 / 57,62 = 18 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 18) = 204 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 57,62/204 = 0,28 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

ARRANQUE MURO:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,base} = 0,52 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

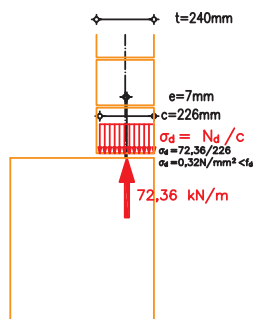
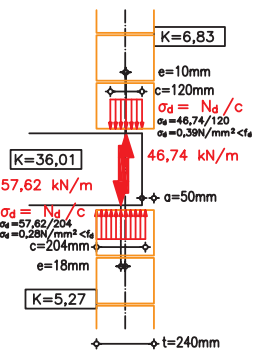
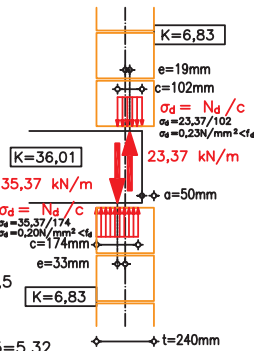
$$e = M_d / N_d = 0,52E3 / 72,36 = 7 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 7) = 226 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 72,36/226 = 0,32 \text{ N/mm}^2 < f_d$$



1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

NUDOS DE EXTREMO:

Nudo N-1.3(P) (zona de planta)

NUDO EXTREMO DE ÚLTIMA PLANTA (cálculo según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 6)

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = 0,25.t / + 0,25.a = 60 + 12,5 = 72,5 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = t - 2.e = 240 - 145 = 95 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 24,25 / 95 = 0,26 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

Nudo N-1.2(P) (zona de planta)

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$35,62 / 240 = 0,148 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,sup} = N_d.(t - 2.a - N_d/f_d) / 2$

$$M_{Rd,sup} = 35,62.(0,24 - 0,10 - 35,62 / 1,60E3) / 2 = 2,10 \text{ kN.m/m}$$

MURO INFERIOR:

Tensión media en el espesor del muro:

$$59,87 / 240 = 0,249 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Capacidad resistente: $M_{Rd,inf} = N_d.(t - N_d/f_d) / 2$

$$M_{Rd,inf} = 59,87.(0,24 - 59,87 / 1,60E3) / 2 = 6,06 \text{ kN.m/m}$$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{6,83 + 6,83}{6,83 + 6,83 + 23,61} \cdot \frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = 10,05 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{der}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (5,81 \text{ m})^2 / 12 = 27,43 \text{ kN.m/m}$$

COEFICIENTE REDUCTOR (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 4)

$$C = 1 - \frac{K_{forjado}}{4 \cdot (K_{muro,sup} + K_{muro,inf})} = 1 - \frac{23,61}{4 \cdot (6,83 + 6,83)} = 0,56$$

Momento reducido: $M_{red} = 0,56 \times 10,05 = 5,63 \text{ kN.m/m} < 2,10 + 6,06 = 8,16$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M_{red} \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 5,63 \cdot \frac{2,10}{2,10 + 6,06} = 1,45 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M_{red} \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 5,63 \cdot \frac{6,06}{2,10 + 6,06} = 4,18 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-1.1(P) (zona de planta)

NUDO EXTREMO DE PLANTA INTERMEDIA

MURO SUPERIOR:

Tensión media en ambos muros $> 0,25 \text{ N/mm}^2$

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE NUDO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 3)

$$M_{sup} + M_{inf} = \frac{6,83 + 5,27}{6,83 + 5,27 + 23,61} \cdot \frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} = 9,29 \text{ kN.m/m} = M$$

$$\frac{q_d \cdot L_{izq}^2}{12} = (9,75 \text{ kN/m}) \cdot (5,81 \text{ m})^2 / 12 = 27,43 \text{ kN.m/m}$$

REPARTO DEL MOMENTO M (según párrafo 5)

Capacidad resistente del muro superior:

$$M_{Rd,sup} = N_d.(t - 2.a - N_d/f_d) / 2$$

$$M_{Rd,sup} = 71,24.(0,24 - 0,10 - 71,24 / 1,60E3) / 2 = 3,40 \text{ kN.m/m}$$

Capacidad resistente del muro inferior:

$$M_{Rd,inf} = N_d.(t - N_d/f_d) / 2$$

$$M_{Rd,inf} = 93,23.(0,24 - 93,23 / 1,60E3) / 2 = 8,47 \text{ kN.m/m}$$

Momentos en muros:

$$M_{Sd,sup} = M \cdot \frac{M_{Rd,sup}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 9,29 \cdot \frac{3,40}{3,40 + 8,47} = 2,66 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd,inf} = M \cdot \frac{M_{Rd,inf}}{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}} = 9,29 \cdot \frac{8,47}{3,40 + 8,47} = 6,63 \text{ kN.m/m}$$

Nudo N-1.0(P) (zona de planta)

NUDO DE ARRANQUE INFERIOR

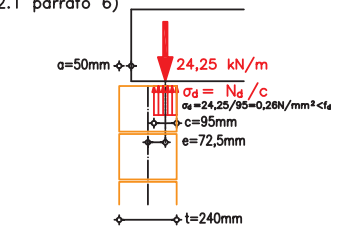
EMPOTRAMIENTO PERFECTO (según DB SE-F, 5.2.1 párrafo 7)

$$M_{base} = M_{cabeza} / 2 = 6,63 / 2 = 3,315 \text{ kN.m/m}$$

1.5 CORRECCIÓN DE LA RIGIDEZ DE FORJADOS

1.5.2 NUEVO ANÁLISIS DE NUDOS

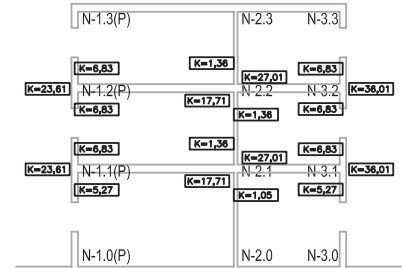
1.5.2.4 MURO C-1(P)



Momento debido a las cargas:

$$M_d = e \cdot N_d$$

$$M_d = 0,0725 \times 24,25 = 1,76 \text{ kN.m/m}$$



(ZONA DE PLANTA)

IDENTIFICACIÓN DE NUDOS

MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 1,45 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 1,45E3 / 35,62 = 41 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(120 - 50 - 41) = 58 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 35,62 / 58 = 0,61 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 4,18 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 4,18E3 / 59,87 = 70 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 70) = 100 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 59,87 / 100 = 0,60 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO SUPERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,sup} = 2,66 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,sup} / N_d = 2,66E3 / 71,24 = 37 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - a - e) = 2(120 - 50 - 37) = 66 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 71,24 / 66 = 1,08 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

MURO INFERIOR:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,inf} = 6,63 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

$$e = M_{Sd,inf} / N_d = 6,63E3 / 93,23 = 71 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 71) = 98 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 93,23 / 98 = 0,95 \text{ N/mm}^2 < f_d$$

ARRANQUE MURO:

Momento debido a las cargas: $M_{Sd,base} = 3,315 \text{ kN.m/m}$

Excentricidad debida a las cargas:

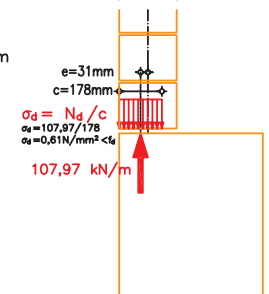
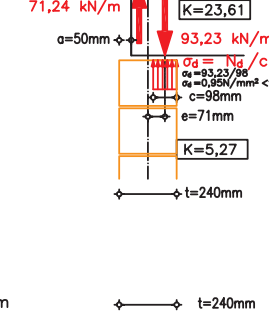
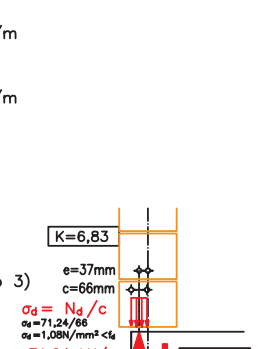
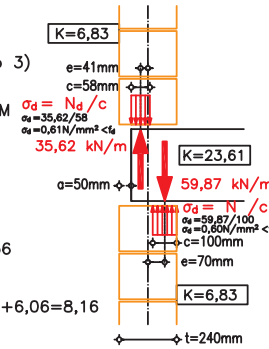
$$e = M_d / N_d = 3,315E3 / 107,97 = 31 \text{ mm}$$

Bloque de tensión, c (con distribución rectangular)

$$c = 2(t/2 - e) = 2(120 - 31) = 178 \text{ mm}$$

Tensión normal máxima:

$$\sigma_d = N_d / c = 107,97 / 178 = 0,61 \text{ N/mm}^2 < f_d$$



ANÁLISIS EN PRIMER ORDEN. CÁLCULO DE SOLICITACIONES

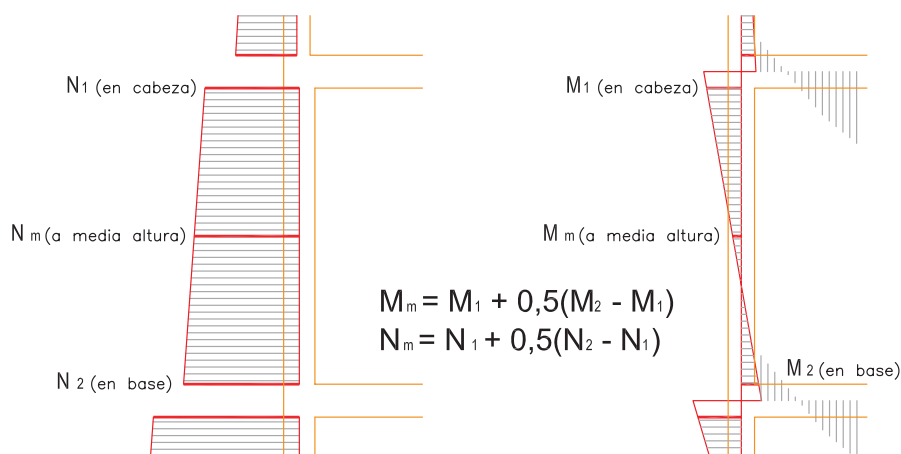
La obtención de las solicitaciones en las secciones de extremo de los muros debe completarse con la obtención de las solicitaciones en las secciones centrales para poder aplicar, posteriormente, los incrementos debidos a los esfuerzos de segundo orden.

El procedimiento de cálculo, tanto del esfuerzo normal como del momento flector, en la sección central, a partir de los valores en las secciones de extremo, es inmediato, debido a que ambos tipos de esfuerzos siguen una ley lineal en la longitud del muro.

Las expresiones, considerando el signo implícito, son las siguientes:

$$M_{Sd(H/2)} = M_{Sd,sup} + 0,5.(M_{Sd,inf} - M_{Sd,sup})$$

$$N_{Sd(H/2)} = N_{Sd,sup} + 0,5.(M_{Sd,inf} - M_{Sd,sup})$$



Obtención de esfuerzos en la sección central

En las hojas gráficas se han representado los diagramas de momentos flectores, acotando el valor correspondiente a las secciones significativas. En la representación de los diagramas se ha incorporado el que corresponde a los forjados. Los momentos negativos de los forjados se han obtenido considerando el equilibrio de nudo, a partir de los valores de momentos flectores obtenidos para los muros.

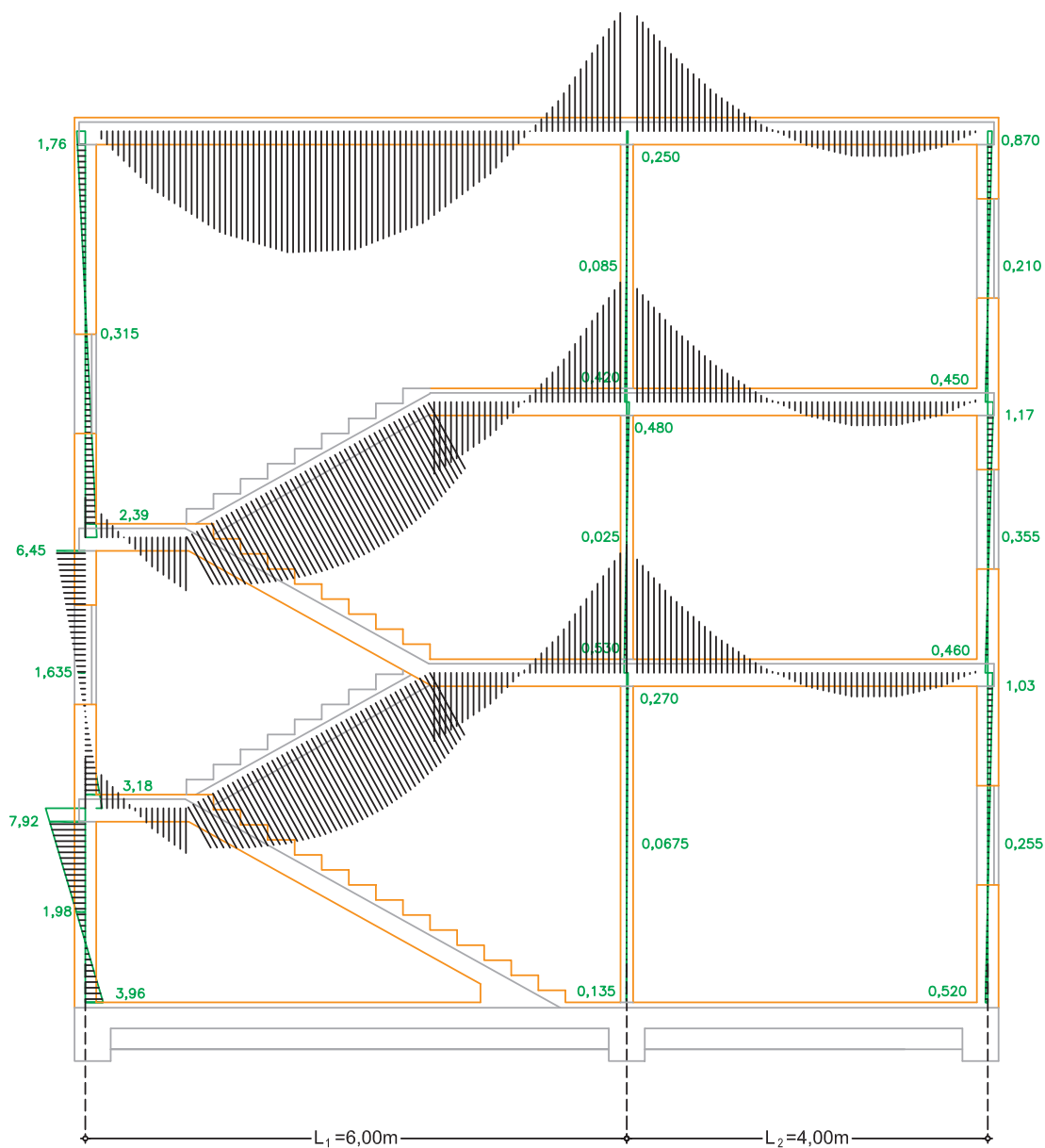
Se incorporan, también, los diagramas de las trayectorias de la carga en los muros, en un análisis en primer orden, para poder comparar con las mismas trayectorias deducidas de un análisis incluyendo efectos de segundo orden.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.6 DIAGRAMAS DE MOMENTOS DEBIDOS A LAS CARGAS

1.6.1 PÓRTICO DE ESCALERA

MOMENTOS FLECTORES (en kN.m/m) (para un metro de ancho)



DIAGRAMAS DE MOMENTOS DE CÁLCULO PROCEDENTES DE LAS CARGAS

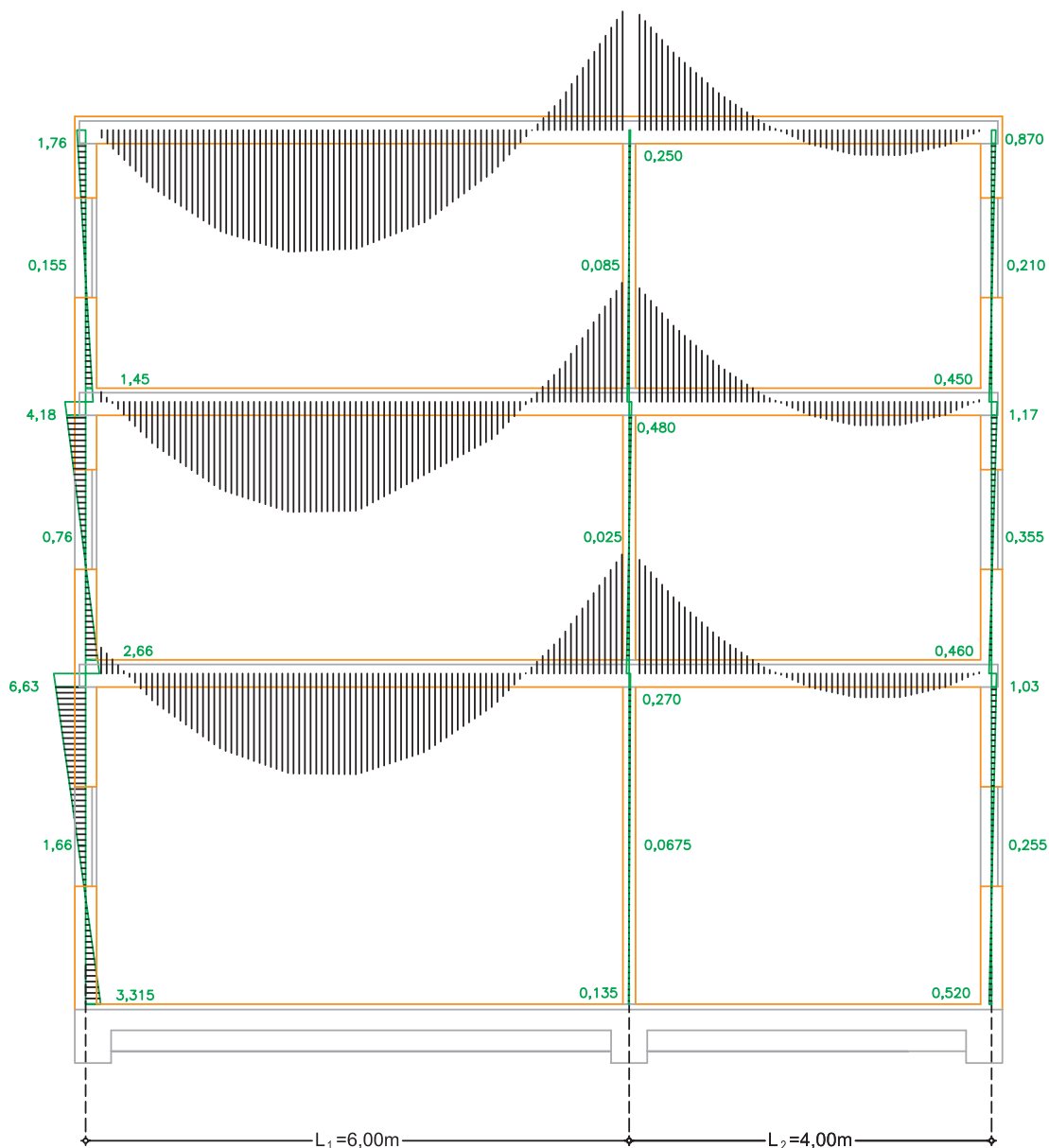
OBSERVACIÓN: a partir de estos diagramas podría reconsiderarse la evaluación de cargas en muros realizada en 1ª aproximación a partir de los momentos plásticos en forjados. No obstante, la precisión en el valor de la carga vertical tiene poca trascendencia en la comprobación del muro. Sólo lo haremos en los casos donde la validez resulte muy ajustada.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.6 DIAGRAMAS DE MOMENTOS DEBIDOS A LAS CARGAS

1.6.2 PÓRTICO DE PLANTA

MOMENTOS FLECTORES (en kN.m/m) (para un metro de ancho)



DIAGRAMAS DE MOMENTOS DE CÁLCULO PROCEDENTES DE LAS CARGAS

OBSERVACIÓN: a partir de estos diagramas podría reconsiderarse la evaluación de cargas en muros realizada en 1ª aproximación a partir de los momentos plásticos en forjados. No obstante, la precisión en el valor de la carga vertical tiene poca trascendencia en la comprobación del muro. Sólo lo haremos en los casos donde la validez resulte muy ajustada.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.7 EXCENTRICIDAD DEBIDA A LAS CARGAS

1.7.1 TRAYECTORIA DE CARGAS EN PÓRTICO DE ESCALERA

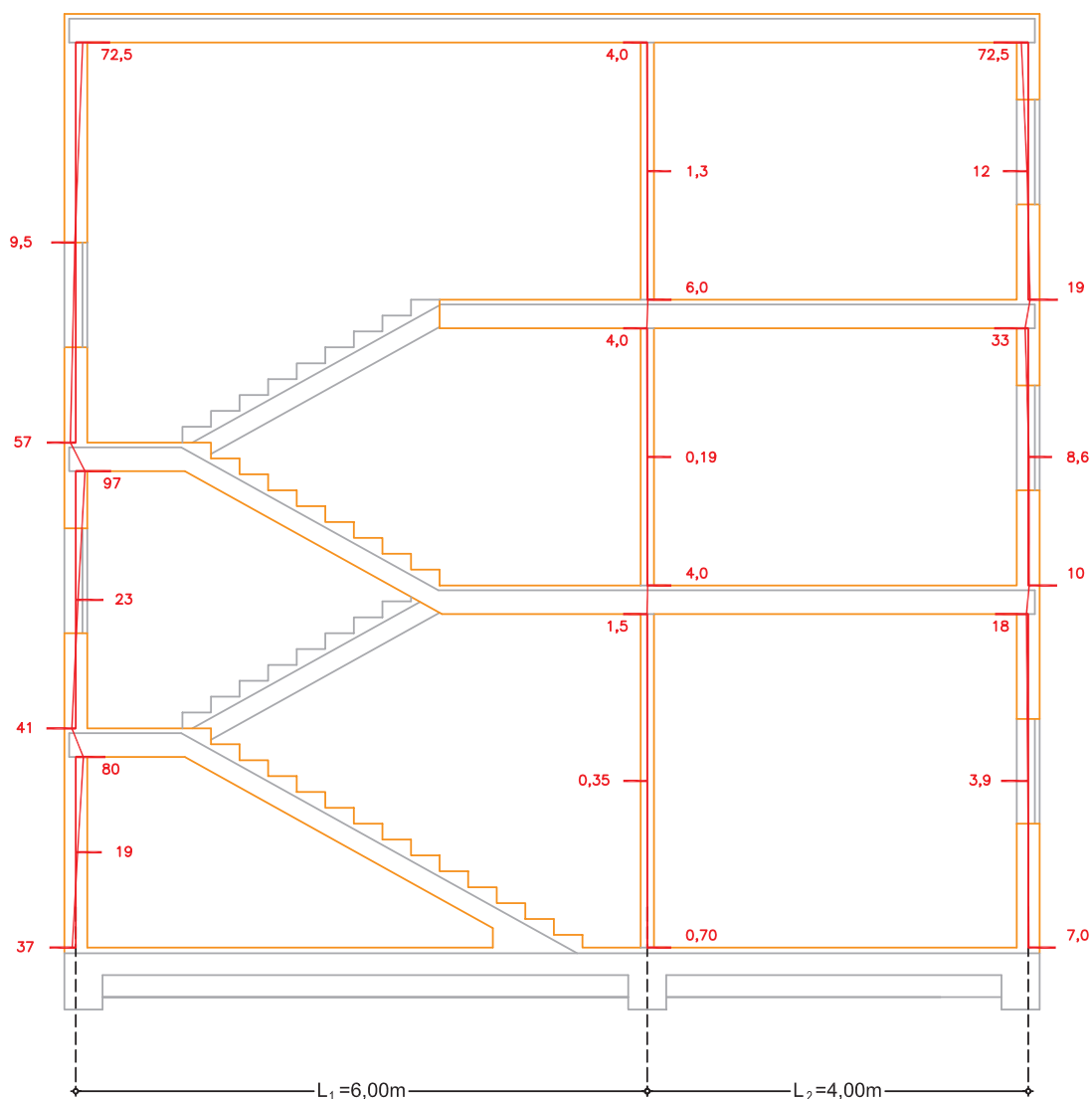
CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD EN CADA SECCIÓN:

$$e = M_{sd} / N_{sd}$$

(valores de M_{sd} en 1.6.1)

(valores de N_{sd} en 1.1.3.2)

EXCENTRICIDADES EN mm



DIAGRAMAS DE TRAYECTORIA DE CARGAS EN PRIMER ORDEN
(PÓRTICO DE ESCALERA)

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.7 EXCENTRICIDAD DEBIDA A LAS CARGAS

1.7.2 TRAYECTORIA DE CARGAS EN PÓRTRICO DE PLANTA

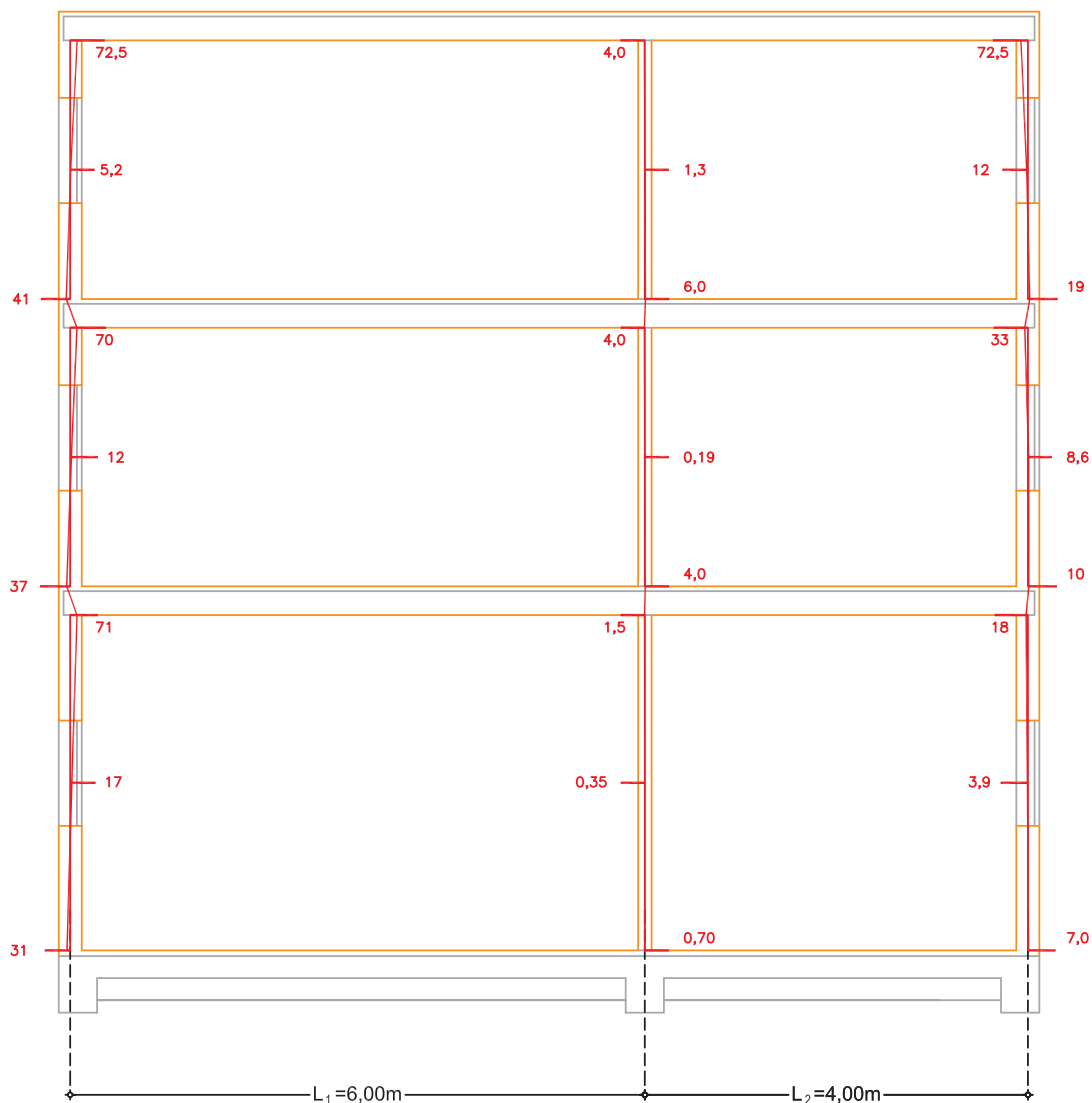
CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD EN CADA SECCIÓN:

$$e = M_{sd} / N_{sd}$$

(valores de M_{sd} en 1.6.2)

(valores de N_{sd} en 1.1.3.4)

EXCENTRICIDADES EN mm



DIAGRAMAS DE TRAYECTORIA DE CARGAS EN PRIMER ORDEN
(PÓRTRICO DE PLANTA)

DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Los resultados obtenidos en la fase de cálculo en primer orden del ejemplo desarrollado, admiten la interpretación que se indica a continuación, aplicable con carácter general a los muros de carga en condiciones habituales de luces y alturas.

1. Los muros de extremo, en plantas altas, cumplen las condiciones requeridas para poder aplicar el análisis por capacidad, por lo que las secciones de cabeza y base no requieren comprobación frente a estados límite últimos.
2. Paradójicamente, estas secciones son las que tienen mayor riesgo de fisuración. Esta circunstancia se indica en el párrafo 8 del artículo 5.2.1 del DB SE-F donde indica textualmente: *“Este procedimiento de garantizar la capacidad portante no permite descartar que los giros producidos provoquen fisuras en el lado opuesto al de aplicación de la carga”*.
3. Los muros de extremo de plantas bajas tienen condicionado su dimensionado a parámetros relacionados con la rigidez, en mayor medida que a parámetros relacionados con la resistencia. Por esta razón, la rigidez del forjado al que sustentan es una variable fundamental en la comprobación de los mismos.
4. En los muros interiores la carga entra prácticamente centrada, por lo que su dimensionado debe realizarse fundamentalmente por resistencia.
5. Los muros interiores no precisan ductilidad, debido a que no suelen darse las condiciones necesarias para aplicar reducciones de esfuerzos por plastificación.
6. El retranqueo del apoyo de los forjados en los muros de extremo disminuye drásticamente, tanto la capacidad resistente de los muros de plantas bajas, como el comportamiento frente a la fisuración en los muros de plantas altas.
7. El estado tensional de los muros de extremo corresponde a valores muy elevados de tensión, con profundidades muy pequeñas de la fibra neutra. Por lo tanto, su comportamiento es muy sensible a la organización constructiva de los nudos.
8. Por el contrario, el estado tensional de los muros interiores corresponde a bloques comprimidos de gran amplitud, por lo que trabajan a sección completa y el único parámetro decisivo para verificar su validez es el espesor de los mismos, que puede deducirse directamente en función de la carga.

ANÁLISIS EN SEGUNDO ORDEN. PROCEDIMIENTO

La introducción de los efectos de segundo orden en los muros de carga, según el DB SE-F, se realiza simultáneamente mediante dos incrementos de la excentricidad de primer orden debida a las cargas:

- Un primer incremento “ e_a ” que representa el efecto de las imperfecciones de ejecución. Este término aditivo se denomina “*incremento de excentricidad por ejecución*” y debe sumarse a la excentricidad debida a las cargas en todas las secciones, excepto en las que se han analizado por capacidad (suponiendo plastificación total).
- Otro incremento “ e_p ” denominado “*excentricidad debida a pandeo*” que representa los efectos de segundo orden, propiamente dichos, y que debe sumarse sólo a la excentricidad de las secciones centrales.

Ambos incrementos de excentricidad dependen de la altura de cálculo del muro, es decir de la altura a considerar a efectos de introducir los efectos de segundo orden. El procedimiento simplificado de obtención de la altura de cálculo se establece en el artículo 5.2.5 del DB SE-F; y el procedimiento general, en el Anejo E del citado documento. Incidamos a continuación el procedimiento del Anejo E del DB SE-F aplicado a los casos habituales.

La altura de cálculo del muro “ h_d ” depende fundamentalmente de sus condiciones de coacción en los extremos, de la eficacia de los muros transversos actuando como elementos de arriostramiento, y de la excentricidad de la carga en cabeza. Todas estas variables se representan mediante un único factor “ ρ ” que reduce la altura real del muro a efectos de considerar su “*altura de cálculo*”.

En general, la altura de cálculo h_d de un muro puede tomarse igual a:

$$h_d = \rho_n \cdot h$$

donde:

- h_d es la altura de cálculo del muro a efectos de introducir los efectos de segundo orden
- ρ_n es un factor de reducción, con $n = 2, 3$ ó 4 , según el número de bordes arriostrados
- h es la altura libre del muro

En las situaciones habituales, entendiendo como tales los casos en los que los forjados son de hormigón (no de madera) y en los que los muros de carga están flanqueados por fachadas y/o muros transversos a ambos lados, el muro presenta cuatro bordes arriostrados, por lo que se debe obtener el factor r_4 . Pueden presentarse, a su vez, dos casos diferentes:

- si $h > 1,15 \cdot L$:

$$\rho_4 = 0,5 \cdot L / h$$

donde:

L es la distancia entre ejes de los muros de arriostramiento

- si $h \leq 1,15 \cdot L$:

$$\rho_4 = \rho_2 / [1 + (\rho_2 \cdot h / L)^2]$$

donde:

$\rho_2 = 0,75$ si la excentricidad de la carga en cabeza es igual o menor de $0,25 \cdot t$

$\rho_2 = 1,00$ si la excentricidad de la carga en cabeza es mayor de $0,25 \cdot t$

Existe una limitación para la longitud de los muros arriostrados, igual a 30 veces su espesor, si el arriostramiento existe en los dos bordes verticales; y 15 veces su espesor, si sólo existe en uno de los bordes. De manera que, si la longitud de los muros es superior a los valores indicados, aunque existan muros transversos, éstos no pueden considerarse a efectos de arriostramiento, y los cálculos deben hacerse con ρ_2 .

De las expresiones anteriores se deduce que, siempre que existan muros de arriostramiento a distancias suficientemente próximas, la altura de cálculo del muro arriostrado por ellos, no depende de su altura real, sino que depende de la distancia entre los muros transversos.

La “*excentricidad por ejecución*” se calcula mediante las siguientes expresiones, definidas en el artículo 5.4.2 del DB SE-F:

categoría de ejecución A: $e_a = h_d / 500$

categoría de ejecución B: $e_a = h_d / 450$

categoría de ejecución C: $e_a = 20 \text{ mm}$

donde:

e_a es la excentricidad por imperfecciones de ejecución

h_d es la altura de cálculo del muro (obtenida según se indicó en párrafos precedentes)

El incremento de excentricidad por pandeo debe aplicarse únicamente a las secciones centrales. Su valor está definido en el apartado 5.2.4 del DB SE-F, y depende fundamentalmente de la esbeltez, es decir, de la razón entre la altura de cálculo y el espesor del muro.

$$e_p = 0,00035 \cdot t_d \cdot \lambda^2$$

donde:

- e_p es la excentricidad adicional por pandeo, a considerar en la sección central del muro
- λ es la esbeltez del muro: $\lambda = h_d / t_d$ (no se permite superior a 27)
- h_d es la altura de cálculo del muro, función de las coacciones al movimiento
- t_d es el espesor de cálculo del muro (en muros de una hoja es el espesor real, "t")

En el ejemplo desarrollado se ha calculado, para cada tramo de muro, los parámetros que intervienen en la determinación de los efectos de segundo orden: la altura de cálculo, " h_d "; la esbeltez, " λ "; la excentricidad de ejecución, " e_a "; y la excentricidad de pandeo " e_p ". Debe observarse que en el tramo de muro situado en la zona de escalera, la penalización por los efectos de segundo orden es insignificante, debido a la proximidad de los muros de arriostramiento.

A partir de los valores de excentricidad en las secciones significativas del muro (secciones de cabeza y base, y sección central), incrementadas por los efectos de segundo orden, debe procederse a realizar la comprobación definitiva de su validez:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} ; \text{ siendo } N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

donde:

- N_{Sd} es el valor de cálculo del esfuerzo normal que solicita la sección por unidad de longitud de muro
- N_{Rd} es el valor de cálculo de la capacidad resistente de la sección por unidad de longitud de muro
- Φ es el factor reductor de la capacidad resistente por excentricidad y esbeltez
- t es el espesor del muro
- f_d es el valor de cálculo de la resistencia a compresión de la fábrica

La obtención de la capacidad resistente a partir del factor reductor " Φ " se expone pormenorizadamente en el siguiente apartado.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.8 COMPROBACIÓN EN SEGUNDO ORDEN (PANDEO)

1.8.1 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS. PÓRTICO DE ESCALERA

PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN EL CÁLCULO EN SEGUNDO ORDEN:

ALTURA DE CÁLCULO, h_d :
(Apartado 5.2.5 ó Anejo E)

$$h_d = \rho_n h$$

donde:

ρ_n = factor de reducción, con $n=2$ ó $n=4$ según los casos

h = altura libre del muro

ESPESOR DE CÁLCULO, t_d :
(Apartado 5.2.6)

$$t_d = t \quad (\text{muro de una hoja})$$

donde:

t_d = espesor de cálculo

t = espesor real

ESBELTEZ, λ :
(Apartado 5.2.7)

$$\text{esbeltez } (\lambda) = h_d / t_d \quad (\text{no mayor que } 27)$$

INCREMENTO DE EXCENTRICIDAD POR EJECUCIÓN, e_a :
(Apartado 5.2.4)

$$e_a = h_d / 450 \quad (\text{categoría B de ejecución})$$

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS EN MUROS (pórtico de escalera): longitud de muro $L = 2,00\text{m}$ ($< 30 t$ en todos los casos)

MUROS DE ARRIOSTRAMIENTO: espesor de muros = 140mm ($> 0,30 t$ en todos los casos)

MUROS ARRIOSTRADOS EN CUATRO BORDES (en todos los casos)

MURO C-1(E)

Planta segunda: ($h=4,20\text{m} > 1,15L=2,30\text{m}$)

$$\rho_4 = 0,5 L / h = 0,238$$

$$h_d = 1,00\text{m} ; t_d = 0,240\text{m} ; \lambda = 4,17 ; e_a = 2,22\text{mm}$$

Planta primera: ($h=2,70\text{m} > 1,15L=2,30\text{m}$)

$$\rho_4 = 0,5 L / h = 0,370$$

$$h_d = 1,00\text{m} ; t_d = 0,24\text{m} ; \lambda = 4,17 ; e_a = 2,22\text{mm}$$

Planta baja: ($h=2,00\text{m} < 1,15L=2,30\text{m}$)

$\rho_2 = 1$ (excentricidad en la cima = $80\text{mm} > 0,25t = 60\text{mm}$)

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + (\rho_2 h / L)^2} \quad \rho_2 = 0,50$$

$$h_d = 1,00\text{m} ; t_d = 0,24\text{m} ; \lambda = 4,17 ; e_a = 2,22\text{mm}$$

MURO C-2(E)

Planta segunda: ($h=2,70\text{m} > 1,15L=2,30\text{m}$)

$$\rho_4 = 0,5 L / h = 0,370$$

$$h_d = 1,00\text{m} ; t_d = 0,140\text{m} ; \lambda = 7,14 ; e_a = 2,22\text{mm}$$

Planta primera: ($h=2,70\text{m} > 1,15L=2,30\text{m}$)

$$\rho_4 = 0,5 L / h = 0,370$$

$$h_d = 1,00\text{m} ; t_d = 0,140\text{m} ; \lambda = 7,14 ; e_a = 2,22\text{mm}$$

Planta baja: ($h=3,50\text{m} > 1,15L=2,30\text{m}$)

$$\rho_4 = 0,5 L / h = 0,286$$

$$h_d = 1,00\text{m} ; t_d = 0,140\text{m} ; \lambda = 7,14 ; e_a = 2,22\text{mm}$$

MURO C-3(E)

Planta segunda: ($h=2,70\text{m} > 1,15L=2,30\text{m}$)

$$\rho_4 = 0,5 L / h = 0,370$$

$$h_d = 1,00\text{m} ; t_d = 0,240\text{m} ; \lambda = 4,17 ; e_a = 2,22\text{mm}$$

Planta primera: ($h=2,70\text{m} > 1,15L=2,30\text{m}$)

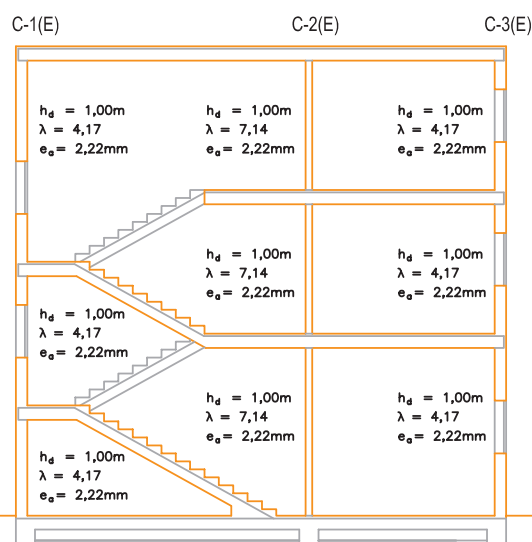
$$\rho_4 = 0,5 L / h = 0,370$$

$$h_d = 1,00\text{m} ; t_d = 0,240\text{m} ; \lambda = 4,17 ; e_a = 2,22\text{mm}$$

Planta baja: ($h=3,50\text{m} > 1,15L=2,30\text{m}$)

$$\rho_4 = 0,5 L / h = 0,286$$

$$h_d = 1,00\text{m} ; t_d = 0,240\text{m} ; \lambda = 4,17 ; e_a = 2,22\text{mm}$$



RESUMEN DE PARÁMETROS PARA CÁLCULO EN SEGUNDO ORDEN
(PÓRTICO DE ESCALERA)

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.8 COMPROBACIÓN EN SEGUNDO ORDEN (PANDEO)

1.8.2 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS. PÓRTICO DE PLANTA

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS EN MUROS (pórtico de planta): longitud de muro L = 7,00m (<30t en C1 y C3; >30t en C2)

MUROS DE ARRIOSTRAMIENTO: espesor de muros = 140mm (>0,30 t en todos los casos)

MUROS C1 y C3 ARRIOSTRADOS EN CUATRO BORDES; MURO C2 ARRIOSTRADO EN CABEZA Y BASE

MURO C-1(P)

Planta segunda: (h=2,70m < 1,15L=8,05m; L < 30t = 7,20m)

$$\rho_2 = 1 \text{ (excentricidad en cabeza = 72,5mm > 0,25t = 60mm)}$$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + (\rho_2 h/L)^2} \rho_2 = 0,870$$

$$h_d = 2,35m ; t_d = 0,240m ; \lambda = 9,79 ; e_a = 5,22mm$$

Planta primera: (h=2,70m < 1,15L=8,05m; L < 30t = 7,20m)

$$\rho_2 = 1 \text{ (excentricidad en cabeza = 70mm > 0,25t = 60mm)}$$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + (\rho_2 h/L)^2} \rho_2 = 0,870$$

$$h_d = 2,35m ; t_d = 0,240m ; \lambda = 9,79 ; e_a = 5,22mm$$

Planta baja: (h=3,50m < 1,15L=8,05m; L < 30t = 7,20m)

$$\rho_2 = 1 \text{ (excentricidad en cabeza = 71mm > 0,25t = 60mm)}$$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + (\rho_2 h/L)^2} \rho_2 = 0,800$$

$$h_d = 2,80m ; t_d = 0,240m ; \lambda = 11,67 ; e_a = 6,22mm$$

MURO C-2(P)

Planta segunda: (h=2,70m < 1,15L=8,05m; L > 30t = 4,20m)

$$\rho_4 = \rho_2 = 0,75 \text{ (excentricidad en cabeza = 4mm < 0,25t = 35mm)}$$

$$h_d = 2,03m ; t_d = 0,140m ; \lambda = 14,46 ; e_a = 4,51mm$$

Planta primera: (h=2,70m < 1,15L=8,05m; L > 30t = 4,20m)

$$\rho_4 = \rho_2 = 0,75 \text{ (excentricidad en cabeza = 4mm < 0,25t = 35mm)}$$

$$h_d = 2,03m ; t_d = 0,140m ; \lambda = 14,46 ; e_a = 4,51mm$$

Planta baja: (h=3,50m < 1,15L=8,05m; L > 30t = 4,20m)

$$\rho_4 = \rho_2 = 0,75 \text{ (excentricidad en cabeza = 1,5mm < 0,25t = 35mm)}$$

$$h_d = 2,63m ; t_d = 0,140m ; \lambda = 18,75 ; e_a = 5,84mm$$

MURO C-3(P)

Planta segunda: (h=2,70m < 1,15L=8,05m; L < 30t = 7,20m)

$$\rho_2 = 1 \text{ (excentricidad en cabeza = 72,5mm > 0,25t = 60mm)}$$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + (\rho_2 h/L)^2} \rho_2 = 0,870$$

$$h_d = 2,35m ; t_d = 0,240m ; \lambda = 9,79 ; e_a = 5,22mm$$

Planta primera: (h=2,70m < 1,15L=8,05m; L < 30t = 7,20m)

$$\rho_2 = 0,75 \text{ (excentricidad en cabeza = 33mm < 0,25t = 60mm)}$$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + (\rho_2 h/L)^2} \rho_2 = 0,692$$

$$h_d = 1,87m ; t_d = 0,240m ; \lambda = 7,79 ; e_a = 4,16mm$$

Planta baja: (h=3,50m < 1,15L=8,05m; L < 30t = 7,20m)

$$\rho_2 = 0,75 \text{ (excentricidad en cabeza = 18mm < 0,25t = 60mm)}$$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + (\rho_2 h/L)^2} \rho_2 = 0,658$$

$$h_d = 2,30m ; t_d = 0,240m ; \lambda = 9,58 ; e_a = 5,11mm$$

C-1(P)	C-2(P)	C-3(P)
$h_d = 2,35m$ $\lambda = 9,79$ $e_a = 5,22mm$	$h_d = 2,03m$ $\lambda = 14,46$ $e_a = 4,51mm$	$h_d = 2,35m$ $\lambda = 9,79$ $e_a = 5,22mm$
$h_d = 2,35m$ $\lambda = 9,79$ $e_a = 5,22mm$	$h_d = 2,03m$ $\lambda = 14,46$ $e_a = 4,51mm$	$h_d = 1,87m$ $\lambda = 7,79$ $e_a = 4,16mm$
$h_d = 2,80m$ $\lambda = 11,67$ $e_a = 6,22mm$	$h_d = 2,63m$ $\lambda = 18,75$ $e_a = 5,84mm$	$h_d = 2,30m$ $\lambda = 9,58$ $e_a = 5,11mm$

RESUMEN DE PARÁMETROS PARA CÁLCULO EN SEGUNDO ORDEN (PÓRTICO DE PLANTA)

CÁLCULO DEL FACTOR REDUCTOR DE LA CAPACIDAD RESISTENTE, “Φ”

Como ya se ha indicado, la comprobación de secciones en los muros de carga puede hacerse en términos de tensión o en términos de sollicitación. En apartados anteriores se ha explicado pormenorizadamente los pasos a seguir para el primer procedimiento. El segundo procedimiento consiste en comparar sollicitación contra capacidad resistente.

También se ha indicado el proceso a seguir para calcular las sollicitaciones en primer orden. Las sollicitaciones en segundo orden se deducen de las anteriores, incrementando el valor de la excentricidad.

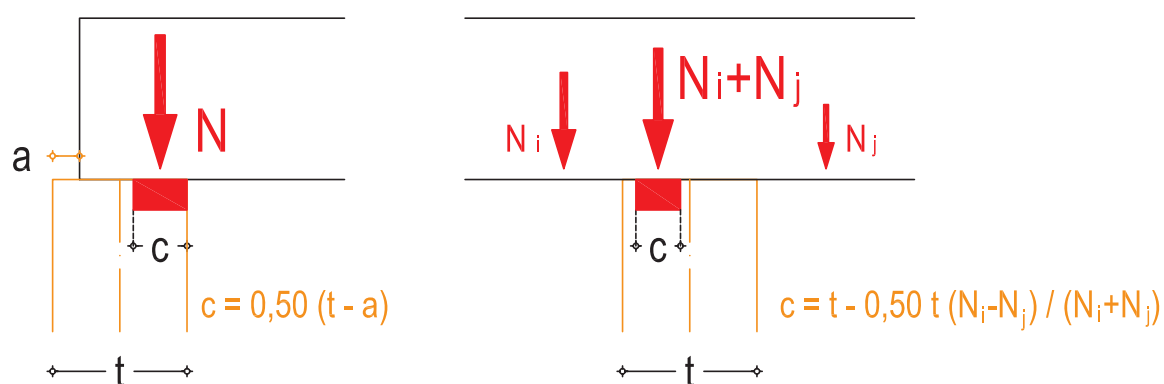
La obtención de la capacidad resistente está planteada en el artículo 5.2.4 del DB SE-F. Se realiza a partir de la sección completa, trabajando a la máxima tensión (valor de cálculo de la resistencia), afectada por un coeficiente reductor.

Debido a la excentricidad de la entrada en carga, la sección completa queda reducida al bloque de compresión que equilibra la carga, suponiendo distribución uniforme de tensión. Según esto, el valor de la profundidad del bloque comprimido es:

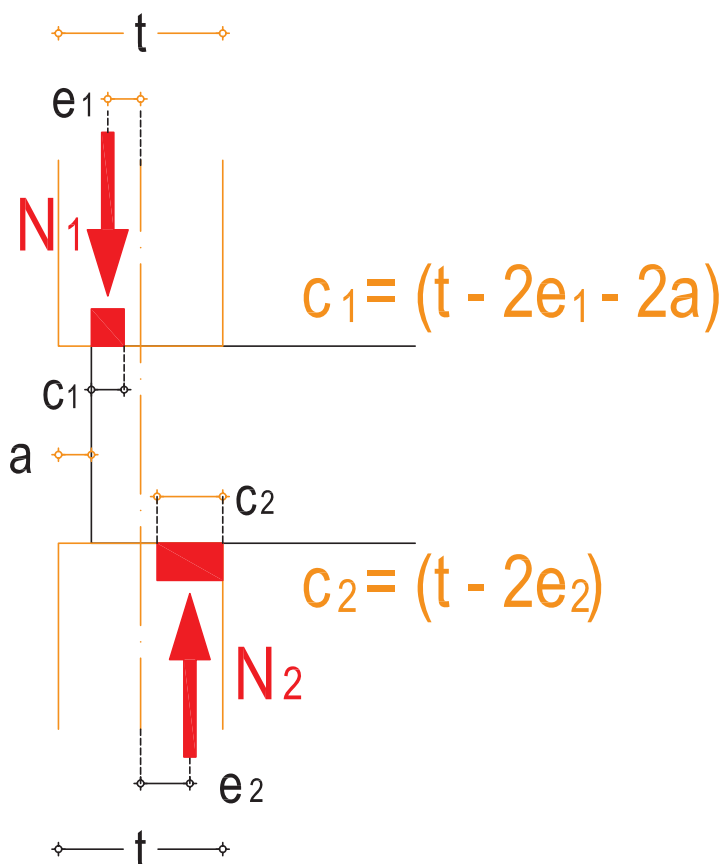
$$c = (t - 2e - 2a)$$

donde:

- c es la profundidad del bloque comprimido
- t es el espesor del muro
- e es la excentricidad total de la carga
- a es el retranqueo de la tabica del forjado (sólo se aplica en la sección de base)



Cálculo del bloque comprimido. Nudo superior



Cálculo del bloque comprimido. Nudo intermedio

El factor reductor de la capacidad resistente de la sección es la razón entre c y t , cuyas expresiones son las siguientes (apartado 5.2.4 del DB SE-F):

secciones de cabeza	$\Phi = 1 - 2 \cdot e / t$
secciones centrales	$\Phi = 1 - 2 \cdot e / t$
secciones de base	$\Phi = 1 - 2 \cdot e / t - 2 \cdot a / t$

donde:

Φ es el factor reductor de la capacidad resistente en la cabeza o en la base del muro
 $e = M/N + e_a + e_p$ es la excentricidad total de la carga (incluidos efectos de segundo orden) con $M/N + e_a \geq 0,05 \cdot t$

siendo:

M, N el momento flector y esfuerzo normal procedentes de la carga (valores de cálculo)
 e_a el incremento de excentricidad por ejecución
 e_p el incremento de excentricidad por pandeo

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.8 COMPROBACIÓN EN SEGUNDO ORDEN (PANDEO)

1.8.3 FACTOR DE REDUCCIÓN. PÓRICO DE ESCALERA

CÁLCULO DE LA EXCENRICIDAD INCREMENTADA POR EJECUCIÓN:

$$e = M_{Sd} / N_{Sd} + e_a > 0,05 t$$

(no es aplicable a nudos de última planta ni a nudos calculados por capacidad)

CÁLCULO DE LA EXCENRICIDAD INCREMENTADA POR PANDEO:

$$e_m = e + e_p \text{ (a media altura)}$$

$$\text{donde: } e_p = 0,00035 t (h_d/t_d)^2 \text{ (Apartado 5.2.4)}$$

CÁLCULO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN ϕ : (Apartado 5.2.4)

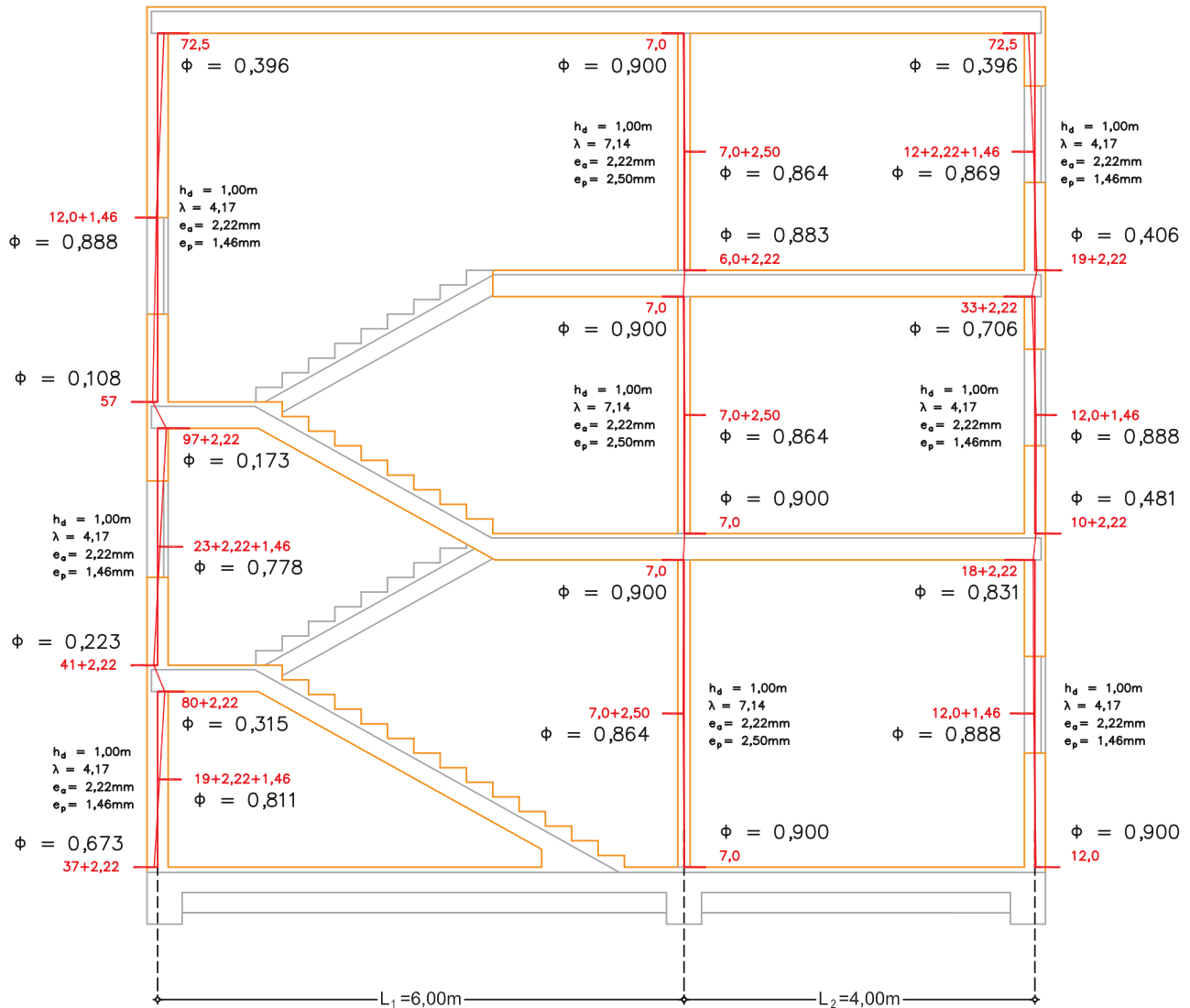
$$\text{En cabeza } \phi = 1 - 2e / t$$

$$\text{En base } \phi = 1 - 2e / t - 2a / t$$

$$\text{A media altura } \phi = 1 - 2e_m / t$$

(valores de M_{Sd} / N_{Sd} en 1.7.1)
(valores de e_a en 1.8.1)

EXCENRICIDADES EN mm



DIAGRAMAS DE TRAYECTORIA DE CARGAS CON EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN (PÓRICO DE ESCALERA)

OBSERVACIÓN: en los nudos de última planta y en los analizados por capacidad no se incrementa la excentricidad por ejecución

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.8 COMPROBACIÓN EN SEGUNDO ORDEN (PANDEO)

1.8.4 FACTOR DE REDUCCIÓN. PÓRICO DE PLANTA

CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD INCREMENTADA POR EJECUCIÓN:

$$e = M_{Sd} / N_{Sd} + e_a > 0,05 \text{ t}$$

(no es aplicable a nudos de última planta ni a nudos calculados por capacidad)

CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD INCREMENTADA POR PANDEO:

$$e_m = e + e_p \text{ (a media altura)}$$

$$\text{donde: } e_p = 0,00035 \text{ t (} h_d / t_d \text{)}^2 \text{ (Apartado 5.2.4)}$$

CÁLCULO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN ϕ : (Apartado 5.2.4)

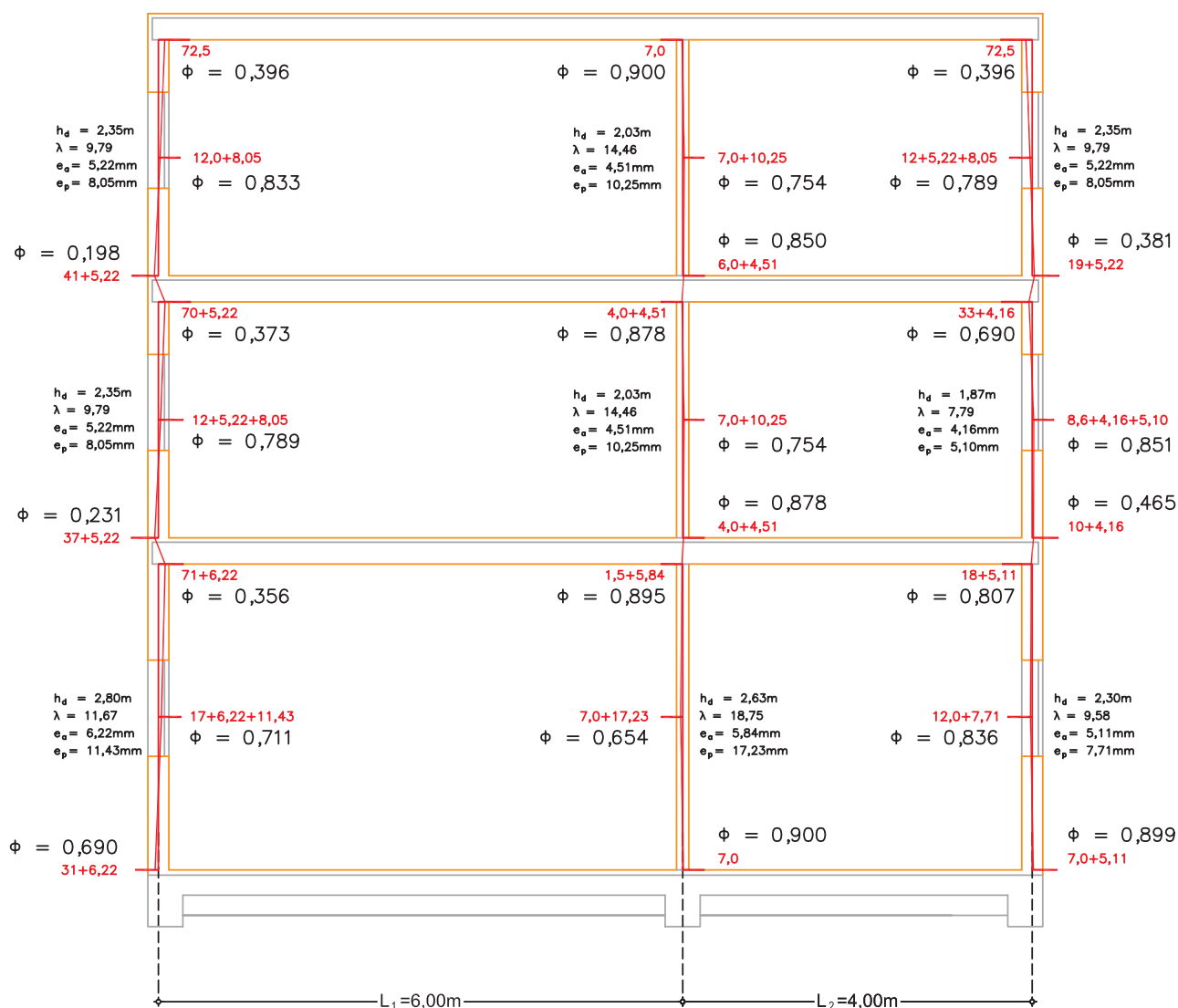
$$\text{En cabeza } \phi = 1 - 2e / t$$

$$\text{En base } \phi = 1 - 2e / t - 2a / t$$

$$\text{A media altura } \phi = 1 - 2e_m / t$$

(valores de M_{Sd} / N_{Sd} en 1.7.2)
(valores de e_a en 1.8.2)

EXCENTRICIDADES EN mm



DIAGRAMAS DE TRAYECTORIA DE CARGAS CON EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN
(PÓRICO DE PLANTA)

OBSERVACIÓN: en los nudos de última planta y en los analizados por capacidad no se incrementa la excentricidad por ejecución

COMPROBACIÓN DEFINITIVA DE SECCIONES

La ecuación de comprobación de secciones, en términos de capacidad resistente, aparece explícita en el artículo 5.2.3 “Capacidad portante” del DB SE-F.

En el párrafo 1) del mencionado artículo, dice textualmente: *En todo paño de un muro de fábrica, la compresión vertical de cálculo, N_{sd} , será menor o igual que su resistencia vertical de cálculo, N_{Rd} , es decir:*

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

El procedimiento para obtener los valores del esfuerzo normal de cálculo “ N_{sd} ” se indicó en el apartado correspondiente de este documento. El procedimiento para calcular la capacidad resistente de una sección se indica, para los muros de una hoja, en el párrafo 2) del mencionado artículo:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

donde:

- N_{Rd} es el valor de cálculo de la resistencia vertical de una sección, por unidad de longitud
- Φ es el factor reductor por efecto de la excentricidad, incluido segundo orden
- f_d es el valor de cálculo de la resistencia a compresión de la fábrica
- t es el espesor del muro

En las hojas gráficas se han representado, para cada tramo de muro, los valores de cálculo, tanto de la sollicitación como de la capacidad resistente, con objeto de proceder a su comparación y verificar la validez de los muros analizados.

Comparando los valores obtenidos para la zona de escalera, flanqueada por muros transversos situados a corta distancia, con los valores obtenidos para la zona de planta, puede apreciarse el papel fundamental de los elementos de arriostramiento; tanto en el valor de la excentricidad por ejecución y pandeo como en el valor de la capacidad resistente; hasta el punto de que un mismo muro es válido si los muros transversos están próximos, y no lo es en caso contrario.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.8 COMPROBACIÓN EN SEGUNDO ORDEN (PANDEO)

1.8.5 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE "N_{Rd}". PÓRTICO DE ESCALERA

COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS MUROS (apartado 5.2.3)

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

N_{Sd} (valores en 1.1.3.2)

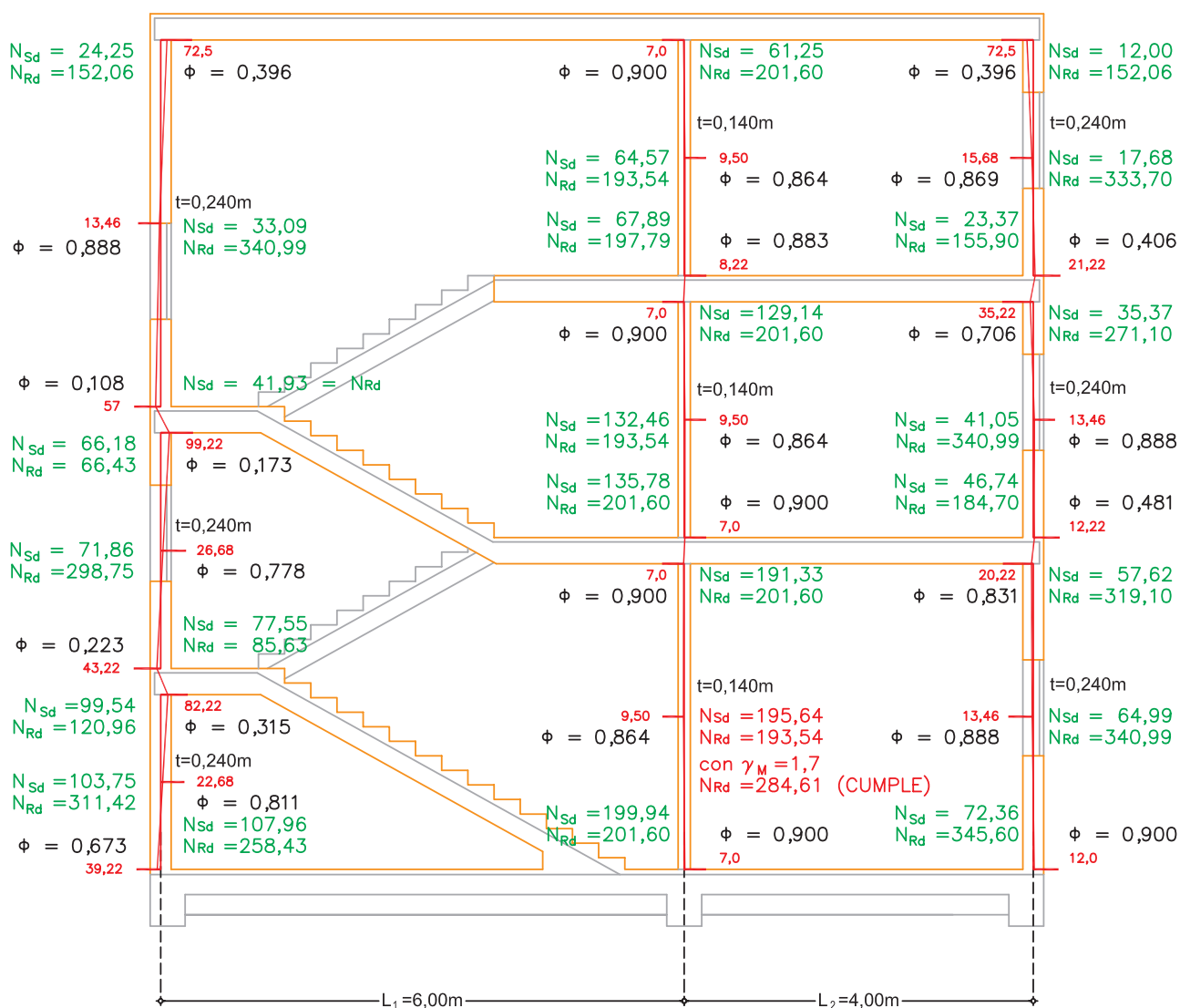
$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d \text{ (valores de } \phi \text{ en 1.8.3)}$$

donde:

$$f_d = f_k / \gamma_M = 1,60 \text{ N/mm}^2$$

ESFUERZOS (N_{Sd} y N_{Rd}) EN kN/m

EXCENTRICIDADES EN mm



VERIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE RESISTENCIA EN SEGUNDO ORDEN

(PÓRTICO DE ESCALERA)

OBSERVACIONES: en los nudos analizados por capacidad la comprobación no procede.

Salvo redondeos se cumple siempre N_{Rd} = N_{Sd}.

Los esfuerzos de segundo orden (pandeo) apenas tienen influencia debido a que los muros están flanqueados por muros transversos separados sólo 2,00m.

Para conseguir que cumplan todos los muros es suficiente disminuir el coeficiente de seguridad de la fábrica a 1,7.

Elo supone categoría I de control de fabricación y categoría A de ejecución.

1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.8 COMPROBACIÓN EN SEGUNDO ORDEN (PANDEO)

1.8.6 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE "NRd". PÓTICO DE PLANTA

COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS MUROS (apartado 5.2.3)

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

N_{Sd} (valores en 1.1.3.4)

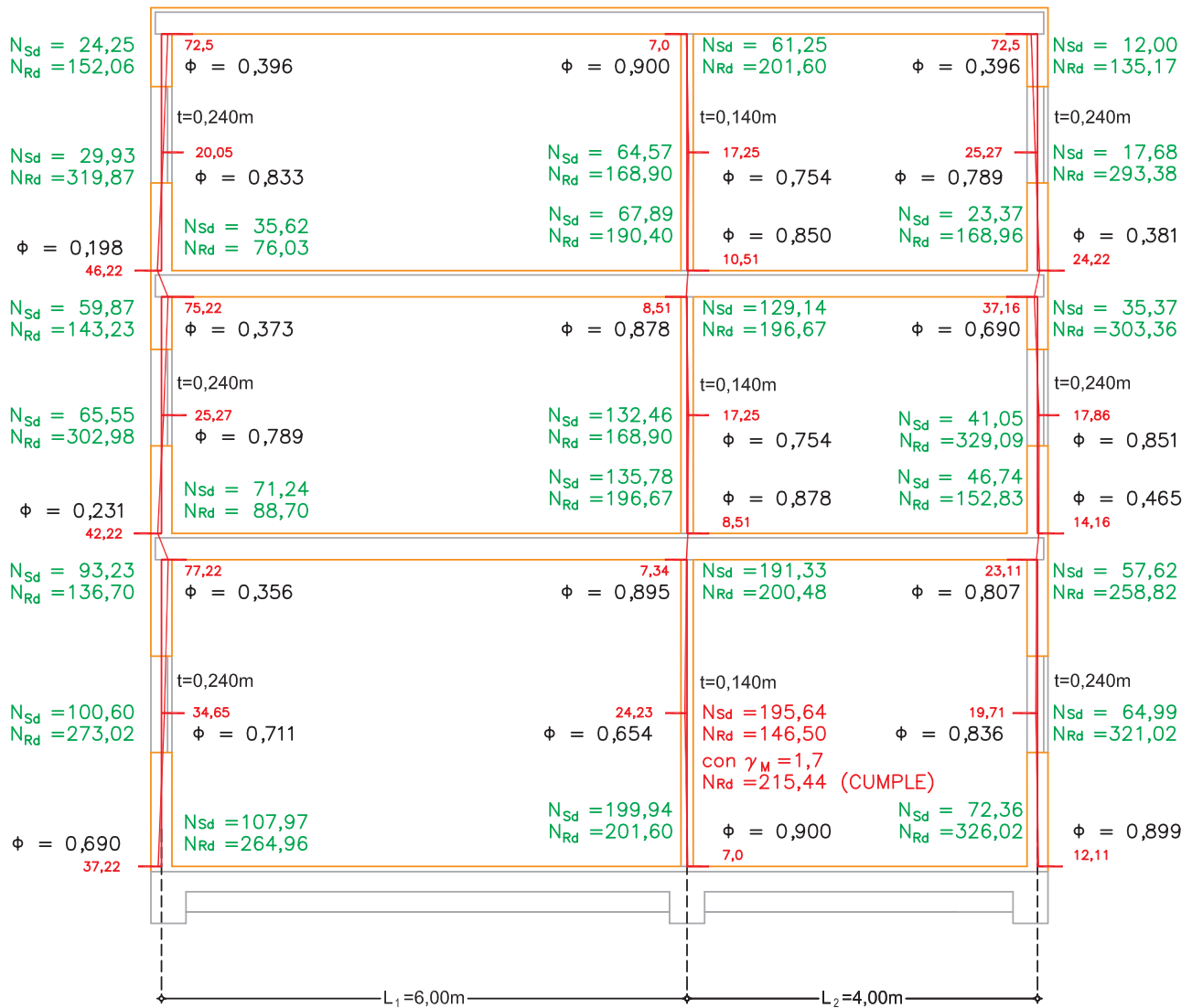
$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d \text{ (valores de } \phi \text{ en 1.8.4)}$$

donde:

$$f_d = f_k / \gamma_M = 1,60 \text{ N/mm}^2$$

ESFUERZOS (N_{Sd} y N_{Rd}) EN kN/m

EXCENTRICIDADES EN mm

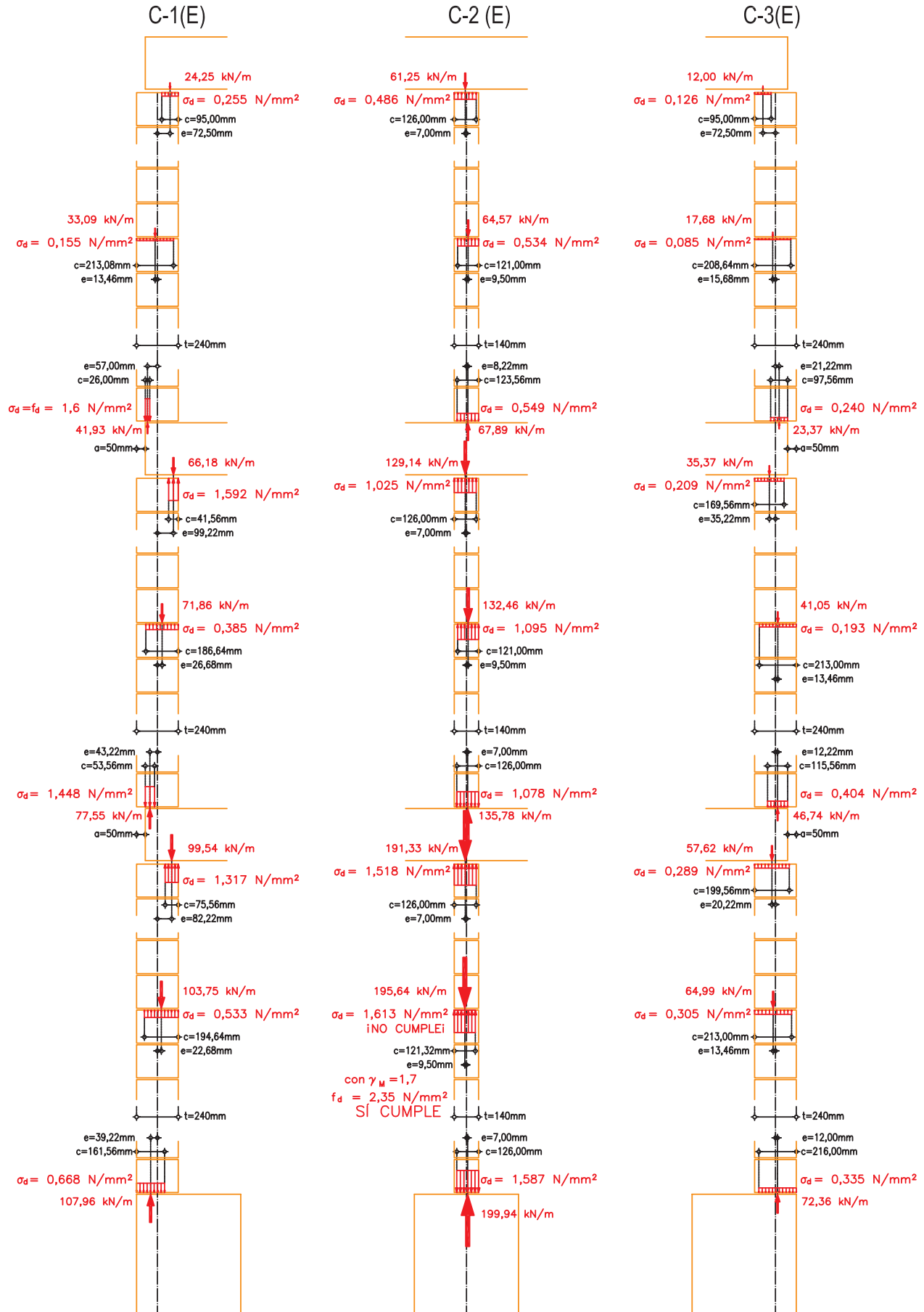


VERIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE RESISTENCIA EN SEGUNDO ORDEN (PÓRICO DE PLANTA)

OBSERVACIONES: en los nudos analizados por capacidad la comprobación no procede. Salvo redondeos se cumple siempre $N_{Rd} = N_{Sd}$. Para conseguir que cumplan todos los muros es suficiente disminuir el coeficiente de seguridad de la fábrica a 1,7. Ello supone categoría I de control de fabricación y categoría A de ejecución.

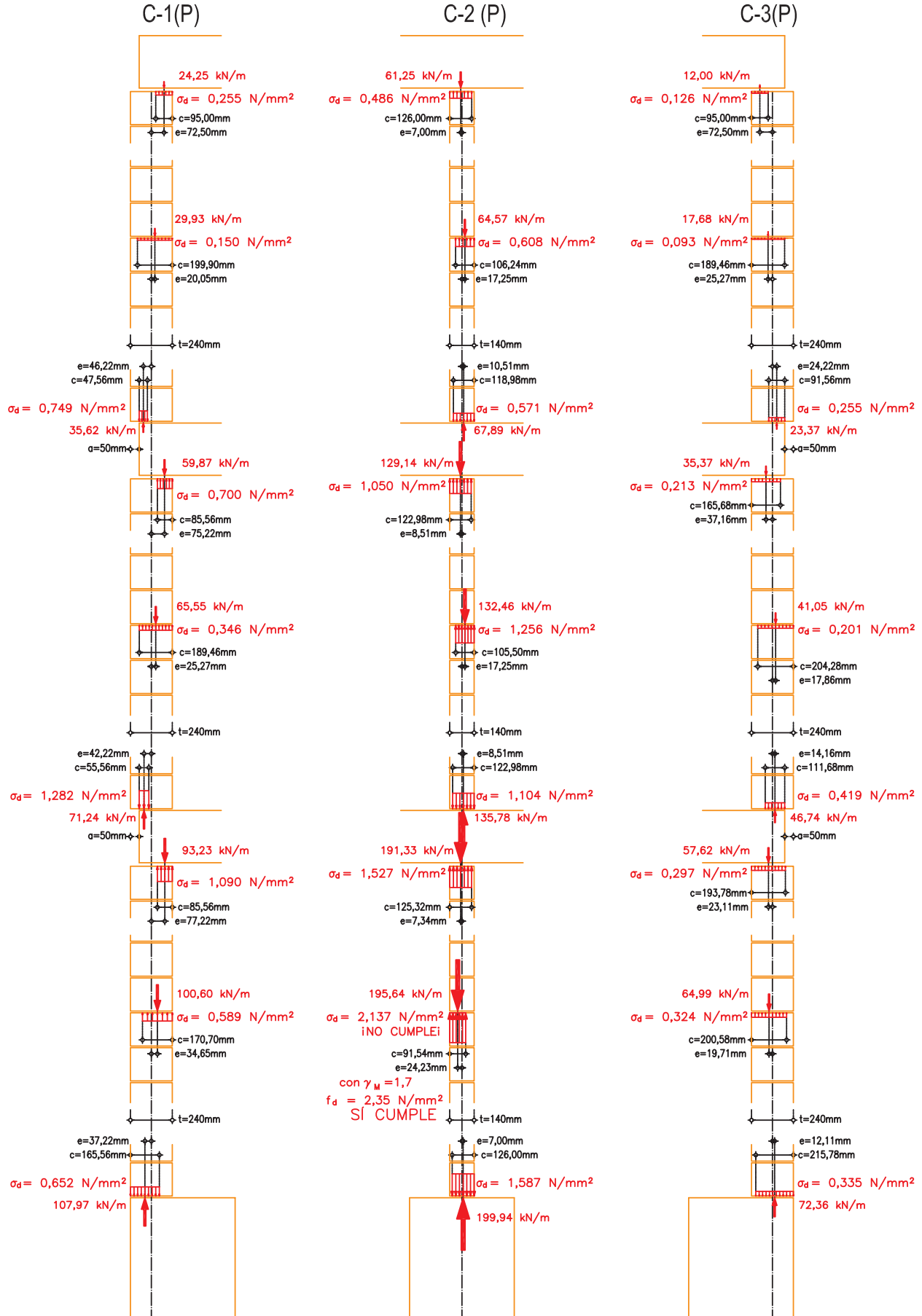
1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.9 ESTADO TENSIONAL. PÓRTICO DE ESCALERA



1. CÁLCULO A ACCIÓN VERTICAL

1.10 ESTADO TENSIONAL. PÓRICO DE PLANTA



ROZAS Y REBAJES

Las rozas y rebajes suponen un debilitamiento por pérdida de sección del muro en el que se practican.

Las rozas son hendiduras o canales hechas con posterioridad a la ejecución del muro; por el contrario, los rebajes son rehundidos que se practican en el muro simultáneamente a su ejecución y que, en general, requieren piezas especiales.

Incorporar en el cálculo la presencia de una roza o rebaje supone realizar un análisis local con las dimensiones previstas de la sección debilitada. En fase de proyecto ello sólo es posible en el caso de rebajes, que deben ser objeto de especificaciones muy precisas en lo que se refiere a su posición, dimensiones y tipo de pieza requerida en su ejecución. En el caso de las rozas, sólo es posible realizar una comprobación a posteriori, debido a la incertidumbre de su exacta posición y magnitud.

Sin embargo, el DB SE-F sale al paso de esta situación indicando una serie de limitaciones en cuanto a las dimensiones y configuración de las rozas y rebajes, para que puedan realizarse sin necesidad de una comprobación local.

Se reproduce a continuación la tabla 4.8 del DB SE-F, en la que se indican las dimensiones máximas admisibles sin cálculo para las rozas y rebajes.

Dimensiones de rozas y rebajes (mm) que no reducen el grueso de cálculo

Espesor del muro (mm)	Ancho de rozas verticales	Profundidad de rozas horizontales o inclinadas	
		Longitud > 1250 mm	Longitud < 1250 mm
115	100	0	0
116 - 175	125	0	0
176 - 225	150	10	20
226 - 300	175	15	25
Más de 300	200	20	30

- (1) La profundidad de una roza o rebaje incluyendo la de cualquier perforación que se alcance no será superior a 30 mm.
- (2) La profundidad máxima de una roza vertical no debe ser superior a 30 mm.
- (3) La limitación de la profundidad de rozas horizontales se refiere a las dispuestas dentro del octavo de la altura libre del muro, por encima y por debajo del forjado.
- (4) Las rozas verticales que no se prolonguen sobre el nivel de piso más que un tercio de la altura de planta pueden tener una profundidad de hasta 80 mm y un ancho de hasta 120 mm, si el espesor del muro es de 225 mm o más.
- (5) La separación horizontal entre rozas adyacentes o entre una roza y un rebaje o un hueco no será menor que 225 mm.

- (6) La separación horizontal entre dos rebajes adyacentes, cuando están en la misma cara o en caras opuestas del muro, o entre un rebaje y un hueco, no será menor que dos veces el ancho del rebaje mayor.
 - (7) La suma de los anchos de las rozas y rebajes verticales no será mayor que 0,13 veces la longitud del muro.
 - (8) La separación horizontal entre el extremo de una roza y un hueco no será menor de 500 mm.
 - (9) La separación horizontal entre rozas adyacentes de longitud limitada, ya estén en la misma cara o en caras opuestas del muro, no será menor que dos veces la longitud de la roza más larga.
 - (10) Si las rozas horizontales o inclinadas se realizan con precisión usando una máquina adecuada:
 - a) Se puede aumentar la profundidad admisible en 10 mm, en muros de espesor mayor de 115 mm.
 - b) Se pueden realizar rozas, de no más de 10 mm de profundidad, en ambas caras, si el muro es de un espesor no menor de 225 mm.
 - (11) El ancho de la roza horizontal no superará la mitad del espesor residual del muro.
 - (12) En piezas huecas, podría producir una pérdida de sección resistente y/o de aumento de la excentricidad con la que se aplican las cargas muy superior a la previsible en el caso de piezas macizas (o cuando se trabaja bajo el concepto de “sección bruta”).
-

En el caso que nos ocupa, los muros son de bloque Termoarcilla®, y los espesores son de 240 mm (en muros exteriores) y 140 mm (en muros interiores). Por consiguiente, para cumplir con el DB SE-F, sin tener que reconsiderar el cálculo, se deben incluir en el Pliego de Prescripciones Técnicas del Proyecto de Ejecución las siguientes especificaciones relativas a la ejecución de rozas y rebajes:

Muros exteriores (espesor 240 mm)

▪ Rozas y rebajes verticales:

- Ancho máximo: 175 mm
- Profundidad máxima: 30 mm
- Separación horizontal mínima entre una roza y un hueco: 500 mm

▪ Rozas y rebajes horizontales o inclinadas:

- Ancho máximo: 105 mm
- Profundidad máxima:
 - Situadas por encima o debajo del forjado (a menos de un octavo de la altura de planta):
 - Longitud mayor de 1,25 m: 15 mm
 - Longitud menor de 1,25 m: 25 mm
 - Situadas en la zona central del muro: 30 mm
- No se practicarán rozas coincidentes en caras opuestas del muro

Muros exteriores (espesor 140 mm)

▪ Rozas y rebajes verticales:

- Ancho máximo: 125 mm
- Profundidad máxima: 30 mm
- Separación horizontal mínima entre una roza y un hueco: 500 mm

▪ Rozas y rebajes horizontales o inclinadas:

- Ancho máximo: 70 mm
- Profundidad máxima:
 - Situadas por encima o debajo del forjado (a menos de un octavo de la altura de planta): no se permiten
 - Situadas en la zona central del muro: 30 mm
- No se practicarán rozas coincidentes en caras opuestas del muro.

ESTRATEGIAS DE PROYECTO Y DIMENSIONADO

En el ejemplo desarrollado se ha mostrado el proceso completo de cálculo y comprobación de todos los muros de carga correspondientes a un edificio; desde el predimensionado inicial, realizado con criterios fundamentalmente constructivos; hasta la obtención del dimensionado definitivo.

El proceso ilustra las situaciones en las que ha sido necesario cambiar paulatinamente las condiciones iniciales de proyecto, de forma que resulte patente la influencia que tiene cada una de las variables que intervienen en el proceso.

Las estrategias a adoptar en proyecto, para conseguir una mayor eficacia de los muros de carga, son diferentes en función del tipo de muro y de la fase del proceso donde se manifieste una deficiencia en el cumplimiento de las condiciones exigidas.

En la fase de análisis en primer orden, las variables fundamentales que determinan la validez de los muros de carga son dos: el espesor del muro y la rigidez de los forjados que sustenta.

En esta primera fase, la validez de los muros interiores sólo puede conseguirse a base de sección, es decir dotando al muro del espesor necesario, directamente relacionado con la magnitud de la carga que deben soportar.

Por el contrario, en la fase de análisis en primer orden, los muros exteriores tienen limitada su capacidad resistente fundamentalmente por la excentricidad de la entrada en carga. Aumentando el espesor se puede mejorar poco el comportamiento de un muro exterior; porque, aunque de ese modo se consigue más capacidad para resistir el momento correspondiente, también es cierto que al aumentar su rigidez se aumenta la fracción de momento que le corresponde en el análisis de nudo. En estas situaciones es mucho más efectivo el procedimiento de intervenir en los parámetros que condicionan la rigidez de los forjados. Un aumento de la rigidez de los forjados hace que disminuya la excentricidad de la carga casi en la misma proporción.

En los muros exteriores existe, además, una circunstancia que disminuye drásticamente su capacidad resistente. Esta circunstancia es el retranqueo que, habitualmente, existe en el apoyo de los forjados respecto de la cara exterior del muro.

Debe tenerse en cuenta que el retranqueo disminuye la sección de respuesta, pero no disminuye la rigidez del muro; con lo cual resulta una sección más solicitada con menor capacidad resistente justo donde la necesita. Reducir el retranqueo de apoyo de los forjados mejora notablemente el comportamiento del muro.

En la fase de comprobación en segundo orden, las estrategias a seguir para mejorar la respuesta de los muros están relacionadas con los parámetros que modifican la esbeltez.

No cabe duda de que las estrategias anteriores (aumentar el espesor del muro o la rigidez del forjado) también pueden ser utilizadas; pero, además, se puede intervenir en las condiciones de coacción al movimiento, para conseguir reducir la esbeltez sin modificar el espesor. El procedimiento consiste en disminuir, dentro de lo posible, la separación entre muros de arriostamiento. No es necesario aumentar la cantidad ni el espesor de estos muros, basta con disponerlos a la menor distancia posible. Debe recordarse que, si se desea eliminar la altura del muro como parámetro de influencia, basta con que la separación entre los muros de arriostamiento sea similar a la altura de los muros de carga arriostrados.

Por último, con carácter general, se puede intervenir en las condiciones de control, tanto en la categoría de fabricación de las piezas, como en la categoría de la ejecución de la fábrica. Ello permite modificar el coeficiente de seguridad del material, de forma que aumente notablemente la capacidad de respuesta del muro, sin modificar el resto de las condiciones de proyecto. No cabe duda de que partir de piezas con valores elevados de resistencia característica declarada por el fabricante o utilizar morteros de mayor resistencia, constituye otro procedimiento para mejorar el comportamiento de la fábrica.

En resumen las estrategias fundamentales a seguir para mejorar el comportamiento de los muros de carga son las siguientes:

- Aumentar la capacidad resistente aumentando el espesor (en muros interiores).
- Disminuir la excentricidad de la carga aumentando la rigidez de los forjados (en muros exteriores).
- Aumentar la capacidad de respuesta disminuyendo el retranqueo del apoyo del forjado (en muros exteriores).
- Disminuir la distancia entre muros de arriostramiento (en muros esbeltos).
- Aumentar la resistencia característica de los materiales y mejorar las categorías de control (en todos los casos).

2. CÁLCULO A ACCIÓN DE VIENTO

ESTABILIDAD GENERAL ANTE ACCIONES HORIZONTALES

La estabilidad general de un edificio ante acciones horizontales debe garantizarse incluso en ausencia de fuerzas significativas.

En el caso de estructuras de muros de carga paralelos es imprescindible garantizar su estabilidad frente a movimientos de dirección perpendicular a su plano. Es notable el hecho de que basta una fuerza pequeñísima en esa dirección para provocar el abatimiento del muro, pero también basta una fuerza muy pequeña para evitarlo. De ello se ocupan los muros transversos, formando entre unos y otros una organización en celdas que, junto con la rigidez en el plano horizontal suministrada por los forjados, garantiza la estabilidad del conjunto ante fuerzas de cualquier orientación.

Los esfuerzos ante acción de viento en los elementos implicados proceden del traslado de la fuerza, que puede actuar en cualquier punto de la superficie exterior del edificio, hasta la cimentación.

El primer traslado de fuerzas debe producirse a través de los propios paños de los muros de fachada, tanto si son de carga como si sólo son de cerramiento, a los elementos rígidos situados en sus bordes (forjados y muros perpendiculares). Este primer traslado de fuerzas se realiza por flexión bidireccional, comportándose el paño como una placa sustentada en sus bordes. El trabajo estructural debe realizarse en adecuadas condiciones de resistencia a flexión horizontal y vertical del paño correspondiente.

El siguiente traslado se realiza a través de los muros perpendiculares. Se debe transmitir la totalidad de la acción, parte de la cual llega a través de los forjados, y parte llega directamente repartida a lo largo de los propios muros. El trabajo estructural que se genera es en ménsula, para el cual los muros largos son enormemente eficaces, puesto que responden con toda su longitud actuando como piezas de gran canto a flexión.

Desde el punto de vista de las solicitaciones que se generan en los muros al transmitir la acción de viento, cabe clasificar los muros existentes en tres grupos, que requieren tratamiento diferente para su dimensionado y comprobación:

- Muros de carga exteriores: solicitados a compresión y flexión bidireccional.
- Muros de arriostramiento interiores: solicitados a flexión y cortadura.
- Muros de cerramiento no cargados: solicitados a flexión bidireccional.

En la hoja gráfica que se adjunta se describe el esquema resistente ante la acción horizontal del viento del edificio completo. Se puede observar que, para cada dirección del viento, los muros transversos del edificio (paralelos a la dirección del viento considerada) actúan como pantallas de gran canto, cuya función es transmitir la totalidad de la acción hasta la cimentación.

Los valores de la acción de viento se han obtenido del *“Documento Básico Seguridad Estructural: Acciones en la Edificación”* (DB SE-AE), utilizando el procedimiento expuesto en el artículo 3.3.4 para su determinación, y la tabla. 3.4 del mencionado documento para la obtención de los coeficientes eólicos de presión y succión según la esbeltez del edificio en cada dirección.

Tanto los coeficientes parciales de seguridad para las acciones, como los coeficientes de combinación, se han obtenido del *“Documento Básico Seguridad Estructural”*, tablas 4.1 y 4.2 respectivamente.

2. CÁLCULO A ACCIÓN HORIZONTAL

2.1. EVALUACIÓN DE ACCIONES

RESUMEN DE LA ACCIÓN VERTICAL:

TOTAL CARGAS PERMANENTES:	$G_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
TOTAL CARGAS VARIABLES:	$Q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
PESO PROPIO DE LOS MUROS:	
Espesor $t = 0,140 \text{ m}$:	$P_k (t=140) = 1,820 \text{ kN/m}^2$
Espesor $t = 0,240 \text{ m}$:	$P_k (t=240) = 3,120 \text{ kN/m}^2$

EVALUACIÓN DE LA ACCIÓN DE VIENTO:

(Art. 3.2.2 DB SE-AE Acciones en la edificación)

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

siendo q_e la presión estática debida a la acción de viento
función de tres parámetros: q_b ; c_e ; c_p

Parámetros que intervienen:

- q_b , presión dinámica: valor simplificado $0,5 \text{ kN/m}^2$
- c_e , coeficiente de exposición: edificios urbanos $2,0$ (para cualquier altura)
- c_p , coeficiente eólico: depende de la forma y orientación
 - obtención de los coeficientes eólicos (tabla 3.4 DB SE-AE):
 - * Viento SUR-NORTE (esbeltez del edificio $0,75$)
 - a barlovento: $c_p = + 0,8$
 - a sotavento: $c_p = - 0,4$
 - * Viento OESTE-ESTE (esbeltez del edificio $1,00$)
 - a barlovento: $c_p = + 0,8$
 - a sotavento: $c_p = - 0,5$

Cálculo de la presión estática:

- presión a barlovento: $q_{e, \text{presión}} = 0,50 \text{ kN/m}^2 \times 2,0 \times 0,8 = 0,80 \text{ kN/m}^2$
- succión a sotavento (S-N): $q_{e, \text{succión}} = - 0,50 \text{ kN/m}^2 \times 2,0 \times 0,4 = - 0,40 \text{ kN/m}^2$
- succión a sotavento (O-E): $q_{e, \text{succión}} = - 0,50 \text{ kN/m}^2 \times 2,0 \times 0,5 = - 0,50 \text{ kN/m}^2$
- acción global (S-N): $q_{e, \text{total}} = 1,20 \text{ kN/m}^2$
- acción global (O-E): $q_{e, \text{total}} = 1,30 \text{ kN/m}^2$

COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD:

(Tabla 4.1 DB SE Seguridad Estructural)

Acciones permanentes: $\gamma_G = 1,35$ (desfavorable)

$\gamma_G = 0,80$ (favorable)

Acciones variables: $\gamma_Q = 1,50$ (desfavorable)

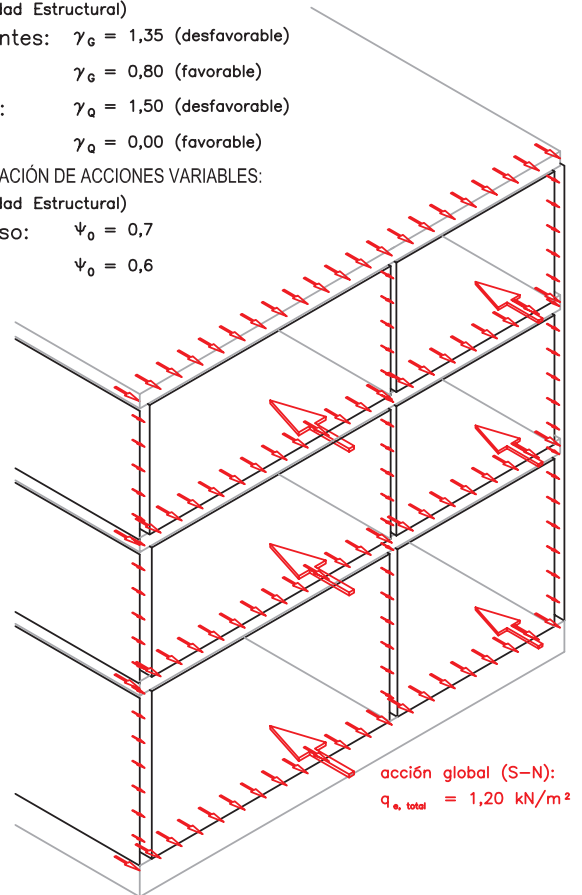
$\gamma_Q = 0,00$ (favorable)

COEFICIENTES DE COMBINACIÓN DE ACCIONES VARIABLES:

(Tabla 4.2 DB SE Seguridad Estructural)

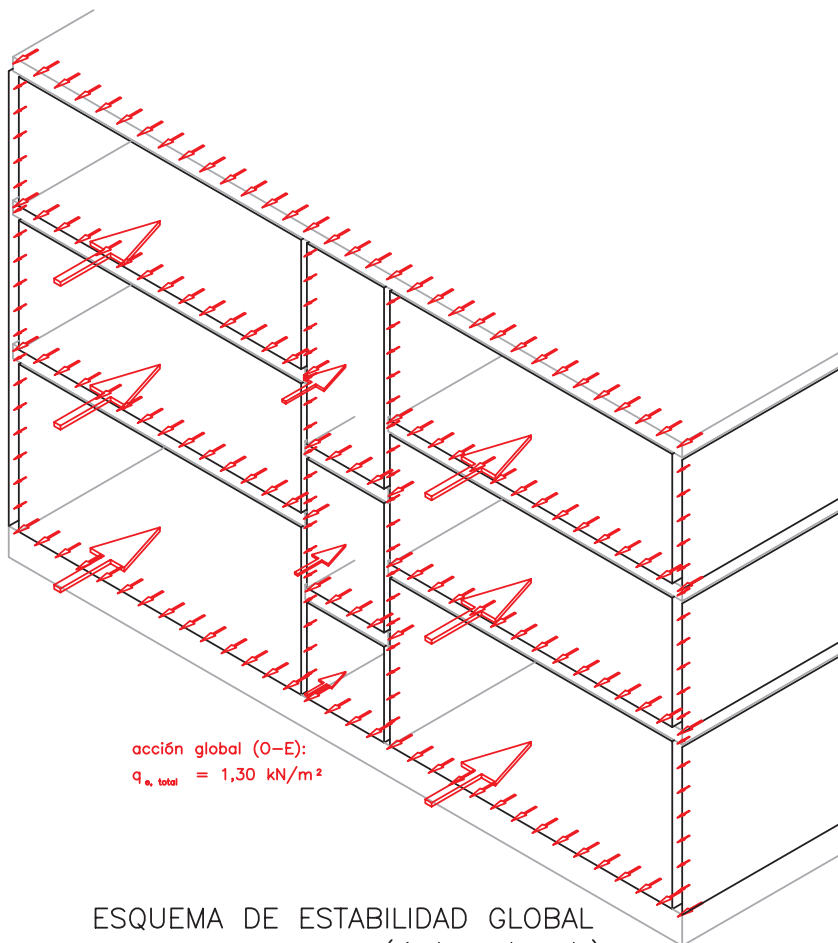
Sobrecargas de uso: $\psi_0 = 0,7$

Viento: $\psi_0 = 0,6$



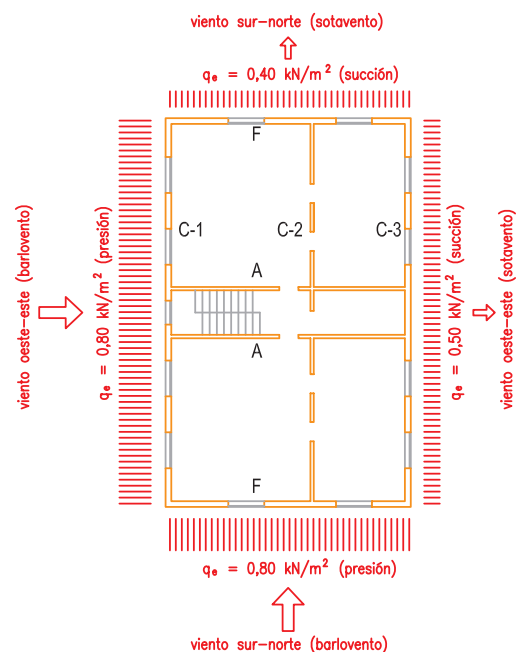
acción global (S-N):
 $q_{e, \text{total}} = 1,20 \text{ kN/m}^2$

ESQUEMA DE ESTABILIDAD GLOBAL (viento sur-norte)



acción global (O-E):
 $q_{e, \text{total}} = 1,30 \text{ kN/m}^2$

ESQUEMA DE ESTABILIDAD GLOBAL (viento oeste-este)



ESQUEMA DE ACCIONES HORIZONTALES

COMPROBACIÓN DE LOS MUROS DE CARGA EXTERIORES

Los muros de carga exteriores reciben directamente la acción del viento cuando incide en la dirección perpendicular a su plano. La acción será de presión o succión, según el sentido del viento. Basta con estudiar el caso de la presión, debido a que la magnitud del esfuerzo es mayor.

Las bases de cálculo se establecen en el artículo 5.4 “*Muros con acciones laterales locales*” del DB SE-F.

Los procedimientos para la determinación de esfuerzos se detallan en el artículo 5.4.2 “*Análisis de solicitaciones en flexión*” y para la verificación de los muros en el artículo 5.4.3 “*Comprobación de la capacidad resistente*”. Se indica explícitamente que es aceptable cualquier procedimiento para la determinación de solicitaciones que dé como resultado un conjunto de esfuerzos en equilibrio con las acciones consideradas.

Para verificar la validez del muro es preciso determinar el valor de cálculo del momento flector en cada una de las dos direcciones (horizontal y vertical), y compararlo con las respectivas capacidades resistentes a flexión de la fábrica.

Los parámetros que intervienen son los respectivos valores de resistencia a flexión en cada una de las dos direcciones, denominadas como “*flexión vertical con rotura paralela a los tendeles, f_{xk1}* ” y “*flexión horizontal con rotura perpendicular a los tendeles, f_{xk2}* ”.

En los muros de carga no se puede contar con la resistencia a tracción por tendeles, por lo que la capacidad resistente a flexión vertical debe deducirse a partir de la carga vertical, contando con su posibilidad de descentramiento.

El proceso general de comprobación comprende los siguientes pasos:

- Determinar la capacidad resistente a flexión del muro en cada dirección, M_{Rd1} (flexión vertical) y M_{Rd2} (flexión horizontal).
- Obtener la relación entre ambas $\mu = M_{Rd1} / M_{Rd2}$.

- Obtener el coeficiente de flexión “ α ”, que depende de μ , de las condiciones de continuidad en los bordes y de la relación de dimensiones altura / longitud del paño. El coeficiente de flexión “ α ” se facilita en el Anejo G del DB SE-F.
- Se compara el momento flector correspondiente a flexión horizontal con la capacidad resistente de la fábrica en esa dirección.
- El momento flector correspondiente a flexión vertical se combina con el momento procedente de las cargas del forjado, verificando la validez de la sección central del muro a compresión compuesta por el procedimiento expuesto en el capítulo anterior.

La comprobación del muro a flexión horizontal exige el cumplimiento de la siguiente condición:

$$M_{Sd2} \leq M_{Rd2}$$

siendo:

$$M_{Sd,2} = \alpha \cdot q_e \cdot \gamma_Q \cdot L^2 \quad (\text{valor de cálculo del momento flector por unidad de altura del muro})$$

$$M_{Rd,2} = (t^2 / 6) \cdot f_{xk2} / \gamma_M \quad (\text{valor de cálculo de la capacidad resistente por unidad de altura del muro})$$

donde:

- α es el coeficiente de flexión, obtenido en el Anejo G del DB SE-F
- q_e es el valor característico de la presión estática del viento
- γ_Q es el coeficiente parcial de seguridad para acciones variables
- L es la longitud del paño entre muros perpendiculares trabados
- t es el espesor del muro
- f_{xk2} es la resistencia característica de la fábrica a flexión horizontal (tabla 4.6 del DB SE-F)
- γ_M es el coeficiente parcial de seguridad del material

Si el muro está cargado, como es el caso, la capacidad resistente a flexión vertical se obtiene, a compresión compuesta, mediante la siguiente expresión:

$$M_{Rd1} = N_d \cdot (t - 2 \cdot e - N_d / f_d) / 2$$

siendo:

- N_d valor de cálculo de la compresión del muro debida a acciones verticales
- t espesor del muro
- e excentricidad de la compresión debida a las acciones verticales

Si el muro así comprobado no cumpliera la condición de resistencia, se puede incrementar la capacidad resistente a flexión horizontal incorporando armadura de tendel, lo que obligaría a volver a calcular el coeficiente de flexión con las nuevas condiciones.

2. CÁLCULO A ACCIÓN HORIZONTAL

2.2. COMPROBACIÓN FRENTE A ACCIONES LATERALES

2.2.1 COMPROBACIÓN DE MUROS DE CARGA. PLANTA SEGUNDA

NOTA.- La capacidad de transmisión de la acción de viento a forjados y muros de arriostamiento en muros de carga, puede verificarse según el modelo de viga vertical sin tracciones; viga horizontal, o placa en rotura.

La capacidad resistente en cada dirección se obtiene según el artículo 5.4.3 de DB SE-F.

COMPROBACIÓN DE LOS MUROS DE CARGA A VIENTO

Comprobación de resistencia: (DB SE-F artículo 5.4.3 (1))

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Obtención de M_{Sd} :

- Plano de rotura paralelo a los tendeles (flexión vertical):

$$M_{Sd,1} = q_e \cdot \gamma_q \cdot H^2 / 8 \text{ (momento isostático)}$$

- Plano de rotura perpendicular a los tendeles (flexión horizontal):

$$M_{Sd,2} = q_e \cdot \gamma_q \cdot L^2 / 8 \text{ (momento isostático)}$$

Obtención de M_{Rd} (DB SE-F artículo 5.4.3 (2) y (3)):

- Plano de rotura paralelo a los tendeles (flexión vertical sin tracciones):

$$M_{Rd,1} = N_d(t - 2e - N_d/f_d) / 2$$

siendo:

N_d : valor de cálculo del esfuerzo normal debido a las cargas (favorable)

e : excentricidad debida a las cargas (lleva el signo implícito)

f_d : valor de cálculo de la resistencia a compresión de la fábrica

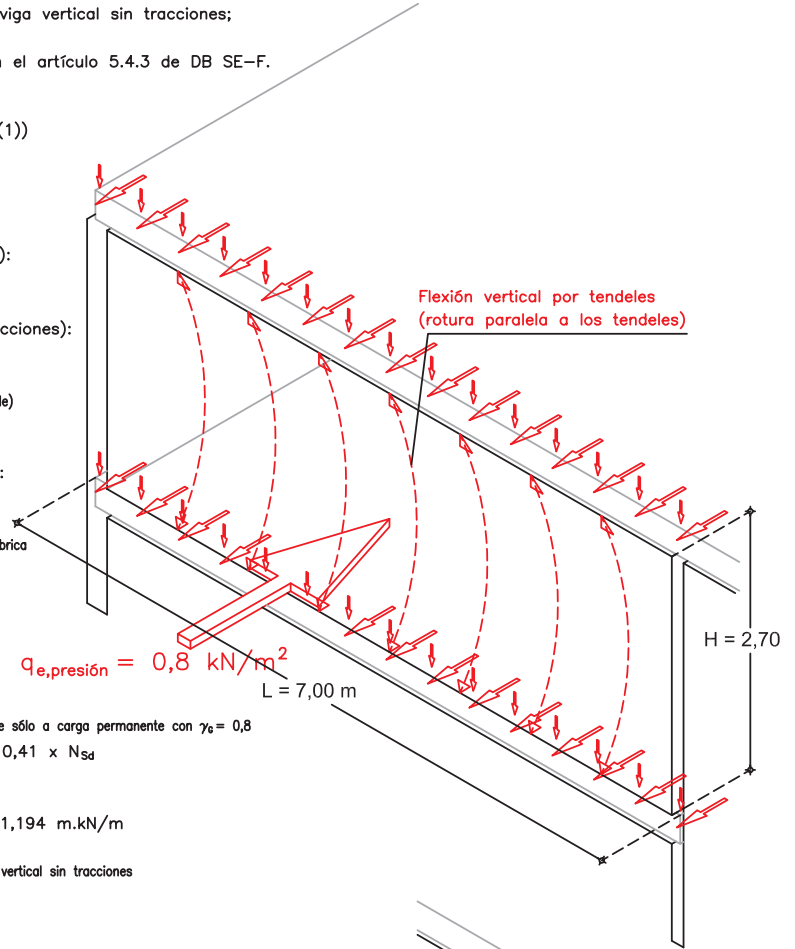
- Plano de rotura perpendicular a los tendeles (flexión horizontal):

$$M_{Rd,2} = f_{xd,2} \cdot Z$$

siendo:

$f_{xd,2}$: valor de cálculo de la resistencia a flexión horizontal de la fábrica

Z : módulo resistente de la sección bruta por unidad de altura



COMPROBACIÓN DEL MURO C-1(P). PLANTA SEGUNDA

Momento isostático debido a presión de viento:

$$M_{Sd,isoa} = 0,8 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \times (2,70\text{m})^2 / 8 = 1,09 \text{ m.kN/m}$$

Capacidad resistente: (Valores de N_{sd} y e tomados de 1.8.6)

- Sección central ($N_{sd} = 29,93 \text{ kN/m}$; $e = 20,05 \text{ mm}$)

NOTA: N_d es favorable, por lo que se tomará la fracción de N_{sd} que corresponde sólo a carga permanente con $\gamma_e = 0,8$

$$N_d = N_{sd} \times 0,8 \times 5,0 / (1,35 \times 5,0 + 1,5 \times 2,0) = 0,41 \times N_{sd}$$

$$N_d = 0,41 \times 29,93 \text{ kN/m} = 12,27 \text{ kN/m}$$

$$f_d = 4,0 \text{ N/mm}^2 / 1,7 = 2,35 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd,1} = 12,27 (0,24 - 0,0401 - 12,27/2350) / 2 = 1,194 \text{ m.kN/m}$$

Comprobación: $M_{Sd,1} < M_{Rd,1}$ $1,09 \text{ m.kN/m} < 1,194 \text{ m.kN/m}$

NOTA: no es necesario utilizar la flexión horizontal. El muro resiste con flexión vertical sin tracciones

COMPROBACIÓN DEL MURO C-1(E). PLANTA SEGUNDA

Momento isostático debido a presión de viento:

$$M_{Sd,isoa} = 0,8 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \times (4,20\text{m})^2 / 8 = 2,65 \text{ m.kN/m}$$

Capacidad resistente: (Valores de N_{sd} y e tomados de 1.8.5)

- Sección central ($N_{sd} = 33,09 \text{ kN/m}$; $e = 13,46 \text{ mm}$)

$$N_d = 0,41 \times 33,09 \text{ kN/m} = 13,57 \text{ kN/m}$$

$$f_d = 4,0 \text{ N/mm}^2 / 1,7 = 2,35 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd,1} = 13,57 (0,24 - 0,0263 - 13,57/2350) / 2 = 1,411 \text{ m.kN/m}$$

$M_{Sd,1} \not< M_{Rd,1}$ No cumple como viga vertical sin tracciones. Comprobamos como viga horizontal

Capacidad resistente a flexión horizontal (DB SE-F artículo 5.4.3 (2)):

$$M_{Rd,2} = f_{xd,2} \cdot Z$$

$$f_{xd,2} = f_{xk,2} / \gamma_M = 0,4 \text{ N/mm}^2 / 1,7 = 0,235 \text{ N/mm}^2 \text{ (DB SE-F tabla 4.6)}$$

$$Z = t^2 / 6 = 9600 \text{ mm}^2 \cdot \text{m/m}$$

$$M_{Rd,2} = 0,235 \text{ N/mm}^2 \times 9600 \text{ mm}^2 \cdot \text{m/m} = 2,256 \text{ m.kN/m}$$

Momento isostático debido a presión de viento (flexión horizontal):

$$M_{Sd,isoa} = 0,8 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \times (2,00\text{m})^2 / 8 = 0,60 \text{ m.kN/m}$$

Comprobación: $M_{Sd,2} < M_{Rd,2}$ $0,60 \text{ m.kN/m} < 2,256 \text{ m.kN/m}$

NOTA: no es necesario utilizar la flexión vertical. El muro resiste con flexión horizontal

COMPROBACIÓN DEL MURO C-3. PLANTA SEGUNDA

Capacidad resistente a flexión vertical: (Valores de N_{sd} y e tomados de 1.8.6)

- Sección central ($N_{sd} = 17,68 \text{ kN/m}$; $e = 25,27 \text{ mm}$)

$$N_d = 0,41 \times 17,68 \text{ kN/m} = 7,25 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd,1} = 7,25 (0,24 - 0,05054 - 7,25/2350) / 2 = 0,676 \text{ m.kN/m}$$

$M_{Sd,1} \not< M_{Rd,1}$ No cumple como viga vertical sin tracciones. Comprobamos como viga horizontal

Capacidad resistente a flexión horizontal: $M_{Rd,2} = f_{xd,2} \cdot Z = 2,256 \text{ m.kN/m}$

Momento isostático debido a presión de viento (flexión horizontal):

$$M_{Sd,isoa} = 0,8 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \times (7,00\text{m})^2 / 8 = 7,35 \text{ m.kN/m}$$

Comprobación: $M_{Sd,2} \not< M_{Rd,2}$ No cumple como viga horizontal. Comprobamos como placa

Relación entre las capacidades resistentes: $\mu = M_{Rd,1} / M_{Rd,2} = 0,676 / 2,256 = 0,30$

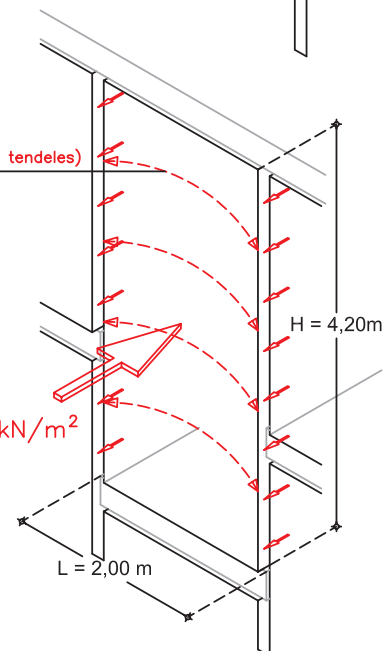
Relación de dimensiones: $H / L = 2,70 / 7,00 = 0,39$

Coefficiente de flexión (DB SE-F tabla G.5): $\alpha = 0,028$

Comprobación: $M_{Sd,1} = \mu \cdot \alpha \cdot q_e \cdot \gamma_q \cdot L^2 = 0,494 \text{ m.kN/m} < M_{Rd,1} = 0,676 \text{ m.kN/m}$

Flexión horizontal por llagas
(rotura perpendicular a los tendeles)

$q_{e,presión} = 0,8 \text{ kN/m}^2$



COMPROBACIÓN DE LOS MUROS DE ARRIOSTRAMIENTO

Los muros de arriostramiento deben transmitir hasta la cimentación, en ménsula, la reacción generada por el apoyo sobre los mismos de los muros que reciben directamente la acción del viento.

Debido a que el muro de arriostramiento sirve de sustentación, tanto al paño que está a barlovento como al que está a sotavento, debe comprobarse para la totalidad de la acción de viento (presión + succión) en la dirección en la que arriestra.

En los casos en los que los forjados sean de hormigón, éstos pueden considerarse rígidos en su plano, y resulta favorable a la seguridad distribuir las acciones horizontales entre todos los muros en la dirección del viento proporcionalmente a su rigidez, admitiendo que todos tienen el mismo desplazamiento en cabeza. Según esto, si todos tienen una longitud similar, tanto los esfuerzos como las resistencias son proporcionales a sus respectivos espesores, por lo que es suficiente comprobar uno de ellos para verificar la validez del conjunto.

Los procedimientos de análisis y comprobación de los muros de arriostramiento se detallan en el artículo 5.3 “*Muros sometidos a cortante*” del DB SE-F. En este artículo se indica explícitamente que se comprobarán a compresión y a corte.

El estado de sollicitaciones de un muro transverso es el que corresponde a una barra en ménsula, con cargas concentradas en los nudos de encuentro con los forjados (a favor de la seguridad). Por consiguiente el tramo más desfavorable que es preciso comprobar, en caso de sección constante, es el correspondiente a la planta baja.

Dentro del tramo de planta baja, la sección más desfavorable para la comprobación al corte es la situada en la cabeza del muro. La razón es que la resistencia al corte se incrementa con la presencia de tensiones de compresión; y la sección de cabeza es la que tiene, a igualdad de esfuerzo cortante, menor carga vertical.

La comprobación a compresión debe hacerse en la sección de la base del tramo de planta baja que obviamente, es la que tiene mayor sollicitación.

El proceso general de comprobación comprende los siguientes pasos:

- Determinar los esfuerzos en la cabeza y en la base del tramo de planta baja del muro. Los esfuerzos a determinar son: el esfuerzo normal en la cabeza, debido al propio peso y a la parte de carga del forjado transmitida a 45°; el esfuerzo cortante en la cabeza, equivalente a la totalidad de la acción de viento que actúa por encima de la sección considerada; y el momento flector en la base, debido a la totalidad de la acción de viento.
- Calcular la tensión de compresión vertical en la cabeza, dividiendo el esfuerzo normal entre el área de la sección.
- Obtener la capacidad resistente al corte en la cabeza, en función de la tensión de compresión vertical, y las características del material, según el artículo 4.6.3 del DB SE-F.
- Comparar el valor de cálculo del esfuerzo cortante en la cabeza del muro con la capacidad resistente al corte.
- Obtener el valor de cálculo de la tensión máxima de compresión compuesta en la base del muro, con los valores de esfuerzo normal y momento flector obtenidos anteriormente, suponiendo distribución lineal de tensiones, sin incluir las tracciones.
- Comparar el valor de la tensión máxima con la resistencia a compresión del material.

La comprobación al corte exige que el esfuerzo cortante aplicado sea menor que la capacidad resistente a cortante:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

La capacidad resistente a cortante de la sección se obtiene mediante la expresión siguiente:

$$V_{Rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_d / \gamma_M$$

donde:

- f_{vk} es la resistencia característica al corte con tensión vertical
- t es el espesor del muro
- L_d es la longitud de cálculo del muro (sólo cuenta la longitud comprimida)
- γ_M es el coeficiente parcial de seguridad del material

La comprobación a compresión debe hacerse comparando el valor máximo de la tensión de cálculo con el valor de la resistencia. Debido a que la sollicitación es de compresión compuesta, el valor máximo de la tensión viene dado por la expresión siguiente:

$$\sigma_{d,\max} = M_d / Z + N_d / A$$

donde:

- M_d es el momento flector de cálculo, obtenido considerando en muro en ménsula
- $Z = t \cdot L^2 / 6$ es el módulo resistente de la sección
- N_d es el valor de cálculo del esfuerzo normal con la combinación de acciones pésima
- $A = t \cdot L$ es la sección del muro

La validez del muro de arriostramiento se comprueba comparando el valor de la tensión máxima con la resistencia. Se debe cumplir:

$$\sigma_{d,\max} \leq f_d$$

En los muros largos, toda la sección del muro suele resultar comprimida, debido a que la acción de viento introduce excentricidades muy pequeñas en la trayectoria de cargas. Para verificar este punto, basta con calcular la excentricidad $e = M_d / N_d$. Toda la sección resulta comprimida si $e \leq L / 6$.

Si parte de la sección resultara traccionada (cuando $e \geq L / 6$), es preciso obtener la longitud de cálculo del muro, L_d ; que corresponde a la parte de muro comprimido. En una distribución lineal sin tracciones, la expresión es la siguiente

$$L_d = 3 \cdot (0,5 \cdot L - e)$$

donde:

- L_d es la longitud de cálculo del muro
- L es la longitud total
- e es la excentricidad del esfuerzo

2. CÁLCULO A ACCIÓN HORIZONTAL

2.3. COMPROBACIÓN DE MUROS DE ARRIOSTRAMIENTO

2.3.1 CÁLCULO DE ESFUERZOS

NOTA.- La transmisión de la acción de viento se realiza a los nudos, en parte a través de los forjados, y en parte directamente a lo largo de los propios muros de fachada.
A favor de la seguridad, consideramos toda la acción concentrada en los nudos.

ANÁLISIS DEL MURO DE ARRIOSTRAMIENTO "A":
(DB SE-F artículo 5.3)

Acción gravitatoria:

- Peso propio: $p_k = 13 \text{ kN/m}^3 \times 0,140 \text{ m} = 1,820 \text{ kN/m}^2$
 - Peso propio planta segunda: $P_k = 1,820 \text{ kN/m}^2 \times 2,70 \text{ m} = 4,914 \text{ kN/m}$
 - Peso propio planta primera: $P_k = 1,820 \text{ kN/m}^2 \times 2,70 \text{ m} = 4,914 \text{ kN/m}$
 - Peso propio planta baja: $P_k = 1,820 \text{ kN/m}^2 \times 3,50 \text{ m} = 6,370 \text{ kN/m}$
- Carga de forjados: (sólo carga permanente) (distribución a 45°) (DB SE-F art. 5.3.2 párrafo 3b)
 $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 \times (0,30 + 0,140 + 0,30) \text{ m} = 3,70 \text{ kN/m}$ (por planta)

Acción de viento: (reparto entre todos los muros transversos proporcional a la rigidez)

- Longitud total del edificio: 16,00 m
- Muros transversos existentes: dos muros de 0,140 m y dos muros de 0,240 m
- Reparto de longitud en el muro "A" (espesor 0,140 m):
 $L_A = 16,00\text{m} \times 0,140\text{m} / (0,24 + 0,140 + 0,140 + 0,24) \text{ m} = 2,95 \text{ m}$
- Acción de viento global sobre el muro "A":
 $w_k = (0,80 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \text{ kN/m}^2) \times 2,95 \text{ m} = 3,835 \text{ kN/m}$
- Acción de viento global sobre los nudos:
NUDO 3: $W_{k,3} = 3,835 \text{ kN/m} \times 3,00 \text{ m} / 2 = 5,753 \text{ kN}$
NUDO 2: $W_{k,2} = 3,835 \text{ kN/m} \times (3,00 \text{ m} + 3,00 \text{ m}) / 2 = 11,505 \text{ kN}$
NUDO 1: $W_{k,1} = 3,835 \text{ kN/m} \times (3,00 \text{ m} + 3,50 \text{ m}) / 2 = 12,464 \text{ kN}$
NUDO 0: $W_{k,0} = 3,835 \text{ kN/m} \times 3,50 \text{ m} / 2 = 6,711 \text{ kN}$

CÁLCULO DE ESFUERZOS: FLEXIÓN EN MÉNSULA

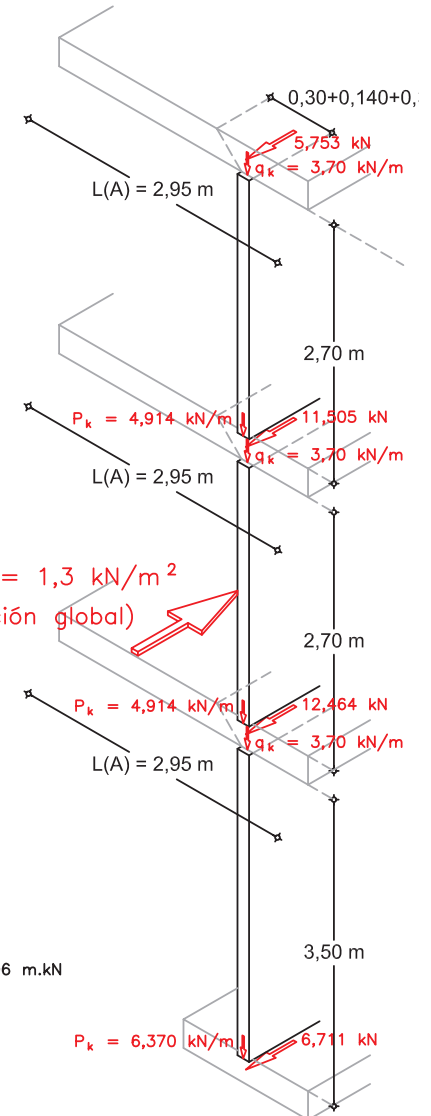
TRAMO MÁS DESFAVORABLE: Muro de Planta Baja (longitud 10,00 m)

ESFUERZOS EN LA CABEZA:

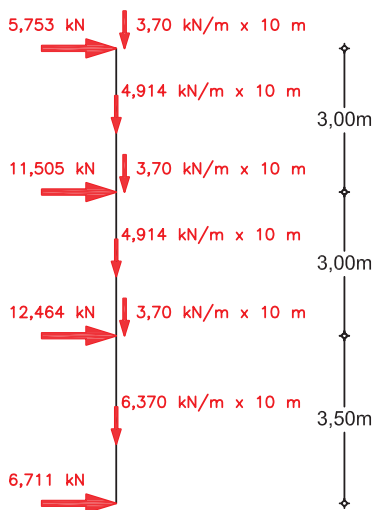
- Esfuerzo normal: $N_{k,cabeza} = (2 \cdot P_k + 3 \cdot q_k) \times 10,00\text{m} = 20,928 \text{ kN/m} \times 10,00\text{m} = 209,28 \text{ kN}$
- Esfuerzo cortante: $V_{k,cabeza} = (5,753 + 11,505 + 12,464) \text{ kN} = 29,722 \text{ kN}$
- Momento flector: $M_{k,cabeza} = (5,753\text{kN} \times 6,00\text{m}) + (11,505\text{kN} \times 3,00\text{m}) = 69,033 \text{ m.kN}$

ESFUERZOS EN LA BASE:

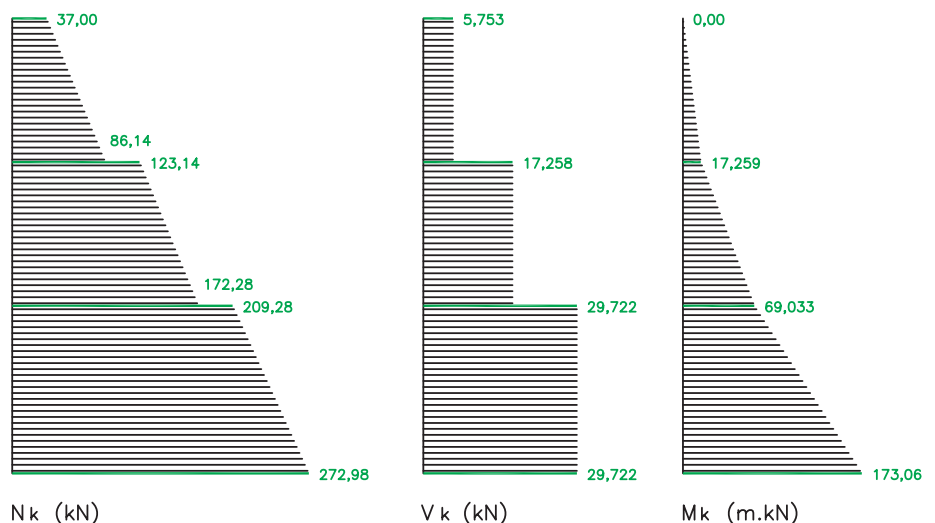
- Esfuerzo normal: $N_{k,base} = N_{k,cabeza} + (6,370\text{kN} \times 10,00\text{m}) = 272,98 \text{ kN}$
- Esfuerzo cortante: $V_{k,base} = V_{k,cabeza} = 29,722 \text{ kN}$
- Momento flector: $M_{k,base} = (5,753\text{kN} \times 9,50\text{m}) + (11,505\text{kN} \times 6,50\text{m}) + (12,464\text{kN} \times 3,50\text{m}) = 173,06 \text{ m.kN}$



ESQUEMA DE ACCIONES



DIAGRAMAS DE ESFUERZOS EN MURO "A"



2. CÁLCULO A ACCIÓN HORIZONTAL

2.3. COMPROBACIÓN DE MUROS DE ARRIOSTRAMIENTO

2.3.2 CAPACIDAD PORTANTE Y VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA

COMPROBACIÓN DEL MURO "A" EN PLANTA BAJA:

SECCIONES MÁS SOLICITADAS: a corte en la cabeza y a compresión en la base

COMPROBACIÓN A CORTE EN LA CABEZA: $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

CÁLCULO DE V_{Sd} (hipótesis más desfavorable: carga permanente + viento)

$$V_{Sd} = \gamma_Q V_{k,cabeza} = 1,5 \times 29,722 \text{ kN} = 44,583 \text{ kN}$$

CÁLCULO DE V_{Rd} (DB SE-F artículo 5.3.2):

$$V_{Rd} = f_{vk} t L_d / \gamma_M$$

siendo:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,45 \sigma_k \leq 0,045 f_b \text{ (resistencia al corte de sección comprimida según DB SE-F artículo 4.6.3)}$$

$$f_{vko} = 0,15 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistencia al corte puro, según DB SE-F tabla 4.5)}$$

$$\sigma_k = N_{k,cabeza} / t L \text{ (valor característico de la tensión normal media en la cabeza debido a cargas permanentes)}$$

$$t = 140 \text{ mm (espesor del muro)}$$

$$L_d = \text{longitud de cálculo (longitud comprimida del muro)}$$

$$\gamma_M = 1,7 \text{ (coeficiente de seguridad de la fábrica)}$$

obtención de los parámetros que intervienen:

- excentricidad: $e = M_{d,cabeza} / N_{d,cabeza} = 69,033 \text{ m.kN} \times 1,50 / 209,28 \text{ kN} \times 0,80 = 0,618 \text{ m} < L / 6 = 1,67 \text{ m}$
- longitud comprimida: $L_d = L_{total} = 10 \text{ m}$ (por ser la excentricidad menor que $L/6$)
- tensión de compresión en la cabeza: $\sigma_k = 209,28 \text{ kN} / 140 \text{ mm} \times 10 \text{ m} = 0,149 \text{ N/mm}^2$
- resistencia al corte: $f_{vk} = 0,15 \text{ N/mm}^2 + 0,45 \times 0,149 \text{ N/mm}^2 = 0,217 \text{ N/mm}^2 < 0,045 f_b = 0,450 \text{ N/mm}^2$

sustituyendo:

$$V_{Rd} = f_{vk} t L_d / \gamma_M = 0,217 \text{ N/mm}^2 \times 140 \text{ mm} \times 10 \text{ m} / 1,7 = 179 \text{ kN}$$

comprobación:

$$V_{Sd} = 44,583 \text{ kN} < V_{Rd} = 179 \text{ kN} \text{ CUMPLE}$$

OBSERVACIÓN: en la comprobación al corte, la carga vertical resulta favorable, por lo que el coeficiente de seguridad adoptado es 0,80.

COMPROBACIÓN A COMPRESIÓN EN LA BASE: $\sigma_{d,m\acute{a}x} \leq f_d = 2,35 \text{ N/mm}^2$

CÁLCULO DE $\sigma_{d,m\acute{a}x}$ (tensión normal máxima en la base)

$$\sigma_{d,m\acute{a}x} = \gamma_G N_{k,base} / t L + \gamma_Q 6.M_{k,base} / t L^2$$

Valor de los parámetros que intervienen:

$$\gamma_G = 1,35 \text{ (a compresión la carga es desfavorable)}$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

$$N_{k,base} = 272,98 \text{ kN}$$

$$M_{k,base} = 173,06 \text{ m.kN}$$

$$t = 140 \text{ mm}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

sustituyendo:

$$\sigma_{d,m\acute{a}x} = (1,35 \times 272,98 \text{ kN} / 140 \text{ mm} \times 10 \text{ m}) + (1,50 \times 6 \times 173,06 \text{ m.kN} / 140 \text{ mm} \times 100 \text{ m}^2) = 0,374 \text{ N/mm}^2$$

comprobación:

$$\sigma_{d,m\acute{a}x} = 0,374 \text{ N/mm}^2 < f_d = 2,35 \text{ N/mm}^2 \text{ CUMPLE}$$

OBSERVACIÓN: debido a que la compresión es desfavorable, es necesario comprobar con carga total.

COMPROBACIÓN CON CARGA TOTAL:

Valor de los parámetros que intervienen:

$$\gamma_G = 1,35 \text{ (coeficiente parcial de seguridad de las cargas permanentes)}$$

$$\gamma_Q = 1,50 \text{ (coeficiente parcial de seguridad de las cargas variables)}$$

$$\psi_0 = 0,80 \text{ (coeficiente de combinación de la sobrecarga de uso)}$$

Relación entre sobrecarga de uso y carga permanente : $2/5$

$$N_{d,base} = (3(1,35.q_k + 1,50 \times 0,80 \times (2/5)q_k) + P_{k,muros} \times 1,35) \times 10,00 \text{ m} = 422 \text{ kN}$$

sustituyendo:

$$\sigma_{d,m\acute{a}x} = (422 \text{ kN} / 140 \text{ mm} \times 10 \text{ m}) + (1,50 \times 6 \times 173,06 \text{ m.kN} / 140 \text{ mm} \times 100 \text{ m}^2) = 0,413 \text{ N/mm}^2$$

comprobación:

$$\sigma_{d,m\acute{a}x} = 0,413 \text{ N/mm}^2 < f_d = 2,35 \text{ N/mm}^2 \text{ CUMPLE}$$

COMPROBACIÓN DE LOS MUROS DE CERRAMIENTO NO CARGADOS

Nos referimos con esta denominación a los muros exteriores perpendiculares a los muros de carga.

Los muros de cerramiento reciben directamente la acción del viento cuando actúa en dirección perpendicular a su plano, y deben transmitirla a los forjados y a los muros de carga, que funcionan como muros transversos en este caso.

El tratamiento es similar al indicado para los muros exteriores de fachada, con algunas diferencias, no esenciales, que indicamos a continuación.

En primer lugar, la carga vertical que actúa sobre ellos tiene un valor considerablemente menor que la correspondiente a los muros de carga propiamente dichos. Esto se traduce en que la resistencia a flexión vertical que les corresponde es menor, aunque, como contrapartida, puede utilizarse la resistencia a tracción por tendeles.

En segundo lugar, la flexión vertical procedente de la acción del viento no se combina con ninguna otra sollicitación procedente de los forjados, por lo que hay que comprobar la resistencia a flexión en ambos ejes.

Las ecuaciones de comprobación son las siguientes:

- Plano de rotura paralelo a los tendeles (flexión vertical):

$$M_{sd1} = \mu \cdot \alpha \cdot q_e \cdot \gamma_Q \cdot L^2 \leq M_{Rd1} = f_{xk1} \cdot Z / \gamma_M$$

- Plano de rotura perpendicular a los tendeles (flexión horizontal):

$$M_{sd2} = \alpha \cdot q_e \cdot \gamma_Q \cdot L^2 \leq M_{Rd2} = f_{xk2} \cdot Z / \gamma_M$$

donde:

- α es el coeficiente de flexión (Anejo G del DB SE-F)
- γ_Q es el coeficiente parcial de seguridad de acciones
- $\mu = f_{xk1} / f_{xk2}$ es la razón de resistencias a flexión
- L es la longitud del paño entre muros trabados
- q_e es la presión estática de viento
- $Z = t^2 / 6$ es el módulo resistente de la sección de muro
- γ_M es el coeficiente parcial de seguridad del material

Si no se cumpliera alguna de las dos condiciones anteriores, la acción de viento deberá transmitirse por flexión unidireccional, renunciando al efecto placa, y considerando el muro como un arco entre apoyos, verticales u horizontales, según el caso.

Igual que en las situaciones indicadas anteriormente, si el muro no cumpliera, también es posible incrementar su resistencia a flexión horizontal mediante la incorporación de armadura de tendel.

2. CÁLCULO A ACCIÓN HORIZONTAL

2.2. COMPROBACIÓN FRENTE A ACCIONES LATERALES

2.2.2 COMPROBACIÓN DE MUROS DE FACHADA. PLANTA BAJA

NOTA.- La capacidad de transmisión de la acción de viento a forjados y muros de arriostramiento en muros de fachada no cargados, puede verificarse según el modelo arco, sin tracciones; viga horizontal, o placa en rotura.

La capacidad resistente en cada dirección se obtiene según el artículo 5.4.3 de DB SE-F. Comprobamos el paño izquierdo de planta baja, por tener mayores dimensiones

COMPROBACIÓN DE LOS MUROS DE FACHADA A VIENTO

Comprobación de resistencia: (DB SE-F artículo 5.4.3 (1))

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Cálculo según el modelo placa

Obtención de M_{Sd} :

- Plano de rotura paralelo a los tendeles (flexión vertical):

$$M_{Sd,1} = \mu \alpha q_e \gamma_Q L^2$$

- Plano de rotura perpendicular a los tendeles (flexión horizontal):

$$M_{Sd,2} = \alpha q_e \gamma_Q L^2$$

siendo:

μ : relación de resistencias f_{sk1} / f_{sk2}

α : coeficiente de flexión (obtenido según tablas DB SE-F Anejo G)

q_e : presión estática del viento

γ_Q : coeficiente parcial de seguridad de la acción de viento

L : luz de flexión del paño

Obtención de M_{Rd} (DB SE-F artículo 5.4.3 (2):

- Plano de rotura paralelo a los tendeles (flexión vertical):

$$M_{Rd,1} = f_{sk1} Z / \gamma_M$$

- Plano de rotura perpendicular a los tendeles (flexión horizontal):

$$M_{Rd,2} = f_{sk2} Z / \gamma_M$$

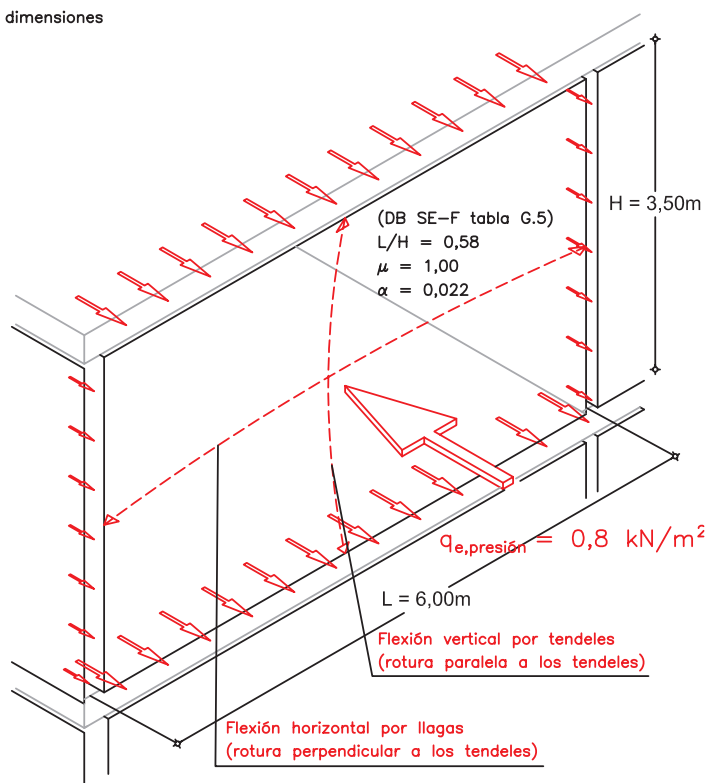
siendo:

f_{sk1} : resistencia a flexión vertical (0,1 f_k , según DB SE-F, 4.6.4 (3))

f_{sk2} : resistencia a flexión horizontal (0,4 N/mm², según DB SE-F, tabla 4.6)

Z : módulo resistente por unidad de longitud / altura ($t^2/6$)

γ_M : coeficiente de seguridad del material



COMPROBACIÓN DEL MURO F. TRAMO IZQUIERDO. PLANTA BAJA

Cálculo de los parámetros que intervienen:

- resistencia a flexión vertical: $f_{sk1} = 0,1 \cdot f_k = 0,4 \text{ N/mm}^2$
- resistencia a flexión horizontal: $f_{sk2} = 0,4 \text{ N/mm}^2$
- coeficiente de seguridad de la fábrica: $\gamma_M = 1,7$
- relación de resistencias: $\mu = f_{sk1} / f_{sk2} = 1,00$
- relación de dimensiones del paño: $H/L = 3,50\text{m} / 6,00\text{m} = 0,58$
- condiciones de apoyo en bordes: paño apoyado en cuatro bordes
- coeficiente de flexión: $\alpha = 0,022$ (DB SE-F Anejo G, tabla G.5)
- módulo resistente de la sección: $Z = t^2 / 6 = 240^2 \text{ mm}^2 / 6 = 9600 \text{ mm}^2/\text{m}$

Obtención de los momentos máximos M_{Sd} en cada dirección:

- Plano de rotura paralelo a los tendeles (flexión vertical):

$$M_{Sd,1} = \mu \alpha q_e \gamma_Q L^2 = 1,00 \times 0,022 \times 0,8 \text{ kN/m}^2 \times 1,50 \times 6,00^2 \text{ m}^2 = 0,950 \text{ m.kN/m}$$

- Plano de rotura perpendicular a los tendeles (flexión horizontal):

$$M_{Sd,2} = \alpha q_e \gamma_Q L^2 = 0,022 \times 0,8 \text{ kN/m}^2 \times 1,50 \times 6,00^2 \text{ m}^2 = 0,950 \text{ m.kN/m}$$

Comprobación del paño:

- Plano de rotura paralelo a los tendeles (flexión vertical): $M_{Sd,1} < M_{Rd,1}$

$$M_{Rd,1} = f_{sk1} \cdot Z / \gamma_M = 0,4 \text{ N/mm}^2 \times 9600 \text{ mm}^2 / 1,7 = 2,259 \text{ m.kN/m}$$

$$M_{Sd,1} = 0,950 \text{ m.kN/m} < M_{Rd,1} = 2,259 \text{ m.kN/m. CUMPLE}$$

- Plano de rotura perpendicular a los tendeles (flexión horizontal): $M_{Sd,2} < M_{Rd,2}$

$$M_{Rd,2} = f_{sk2} \cdot Z / \gamma_M = 0,4 \text{ N/mm}^2 \times 9600 \text{ mm}^2 / 1,7 = 2,259 \text{ m.kN/m}$$

$$M_{Sd,2} = 0,950 \text{ m.kN/m} < M_{Rd,2} = 2,259 \text{ m.kN/m. CUMPLE}$$

JUNTAS VERTICALES DE MOVIMIENTO EN MUROS SUSTENTADOS

Las juntas verticales de movimiento son necesarias para prevenir los efectos producidos por cambios volumétricos en los muros, sin necesidad de introducirlos en el análisis.

Las juntas verticales de movimiento sólo se precisan en los muros sustentados, es decir, en los cerramientos y muros de arriostramiento. Los muros de carga tienen sus movimientos condicionados a los movimientos de los forjados a los que sustentan; por lo cual deberán tener las mismas juntas estructurales, con las mismas dimensiones y en la misma situación que las previstas para los forjados.

En las fábricas de piezas cerámicas, la principal causa de cambio de volumen se debe al fenómeno de expansión por humedad. Según esto, el DB SE-F establece en el artículo 2.2 “*Juntas de movimiento*” las longitudes máximas admisibles sin cálculo de los muros sustentados de ladrillo o bloque cerámico, en función de la retracción final y del índice de expansión por humedad de la pieza utilizada.

Reproducimos a continuación la parte de la tabla 2.1 del mencionado artículo del DB SE-F, que se refiere a fábricas de material cerámico.

Distancia entre juntas de movimiento de fábricas sustentadas			
	Retracción final (mm/m)	Expansión final por humedad (mm/m)	Distancia entre las juntas (m)
Fábrica de ladrillo cerámico ⁽¹⁾	≤ 0,15	≤ 0,15	30
	≤ 0,20	≤ 0,30	20
	≤ 0,20	≤ 0,50	15
	≤ 0,20	≤ 0,75	12
	≤ 0,20	≤ 1,00	8

⁽¹⁾ Puede interpolarse linealmente

Según lo anterior, debido a que los muros sustentados del ejemplo analizado tienen una longitud no superior a 10,00 m en todos los casos, no sería necesaria la previsión de juntas horizontales de movimiento siempre y cuando el índice de expansión por humedad de las piezas no fuera mayor de 0,875.

3. CONCLUSIONES

De todo lo expuesto anteriormente se pueden extraer las siguientes conclusiones de índole general, aplicables a edificios proyectados con muros de carga de ladrillo, en condiciones habituales en cuanto a luces, alturas y cargas se refiere.

El proceso de comprobación de muros según el Código Técnico de la Edificación puede resultar complejo si se realiza de forma exhaustiva para cada tipo de muro diferente de un edificio. Sin embargo, los parámetros que condicionan el dimensionado de los muros son muy pocos, por lo que es posible tomar decisiones de proyecto suficientemente acertadas con operaciones muy simples. Estos parámetros son los siguientes:

- El espesor es un parámetro fundamental para predimensionar los muros de carga interiores. Sólo en este tipo de muros el espesor puede tomar valores comprendidos en una amplia horquilla. El espesor puede decidirse únicamente por la magnitud de la carga, ya que el resto de las variables tiene una trascendencia insignificante; de forma que se puede aumentar gradualmente, desde un valor mínimo de 140 mm válido para dos o tres plantas, como mucho. Una regla práctica consiste en predimensionar a sección completa, considerando la carga aumentada en un 15%.
- La rigidez del forjado es un parámetro decisivo en la validez de los muros exteriores. En este tipo de muros, al contrario de lo indicado para los anteriores, no se puede utilizar la gama completa de espesores, en función del valor de la carga. Es imprescindible partir de espesores que sean del mismo orden de magnitud que el canto del forjado. Casi nunca es el muro más cargado el que condiciona el dimensionado. Prescindiendo de los muros de plantas altas, dos a lo sumo, donde puede aplicarse el análisis por capacidad, generalmente es el primer nudo al que le corresponden las peores condiciones; y no suele conseguirse mucha eficacia aumentando el espesor. Una regla práctica consiste en tantear el primer nudo donde se precise realizar el análisis elástico, y definir la rigidez del forjado para conseguir su validez. El resto de los muros pueden aumentar su espesor gradualmente según aumenta la carga.

- Los parámetros relacionados con el análisis en segundo orden (altura o esbeltez excesiva) pueden obviarse o conseguir que carezcan de importancia repartiendo a distancias cortas los muros de arriostramiento.
- La acción de viento no es un parámetro que condicione el dimensionado de los muros de carga. En general, se puede prescindirse de considerar la hipótesis de acción horizontal en el análisis de los mismos. Sin embargo, es fundamental resolver adecuadamente la estabilidad global del edificio, lo que se consigue con muros suficientemente repartidos en la dirección perpendicular, los cuales no precisan gran espesor.
- La acción de viento es el único parámetro relevante en el dimensionado de los muros de arriostramiento, además de su longitud. En este tipo de muros es una variable fundamental la altura total del edificio. Una regla práctica consiste en obtener la “densidad” de muros de arriostramiento para cumplir la resistencia al corte en planta baja, y distribuirlos según convenga a otros requisitos del proyecto.
- La altura de planta es un parámetro fundamental en el dimensionado de los muros de cerramiento. Cuando exista una altura importante, suele ser rentable colocar apoyos verticales a cortas distancias y prescindir de la colaboración obtenida por flexión vertical.

Con lo que antecede y el resto de información contenida en la hojas gráficas, puede considerarse cumplido el objetivo de presentar, a nivel básico, un procedimiento para abordar el predimensionado y comprobación de los muros de Termoarcilla® que pueden presentarse en situaciones habituales.

Madrid, Noviembre de 2007