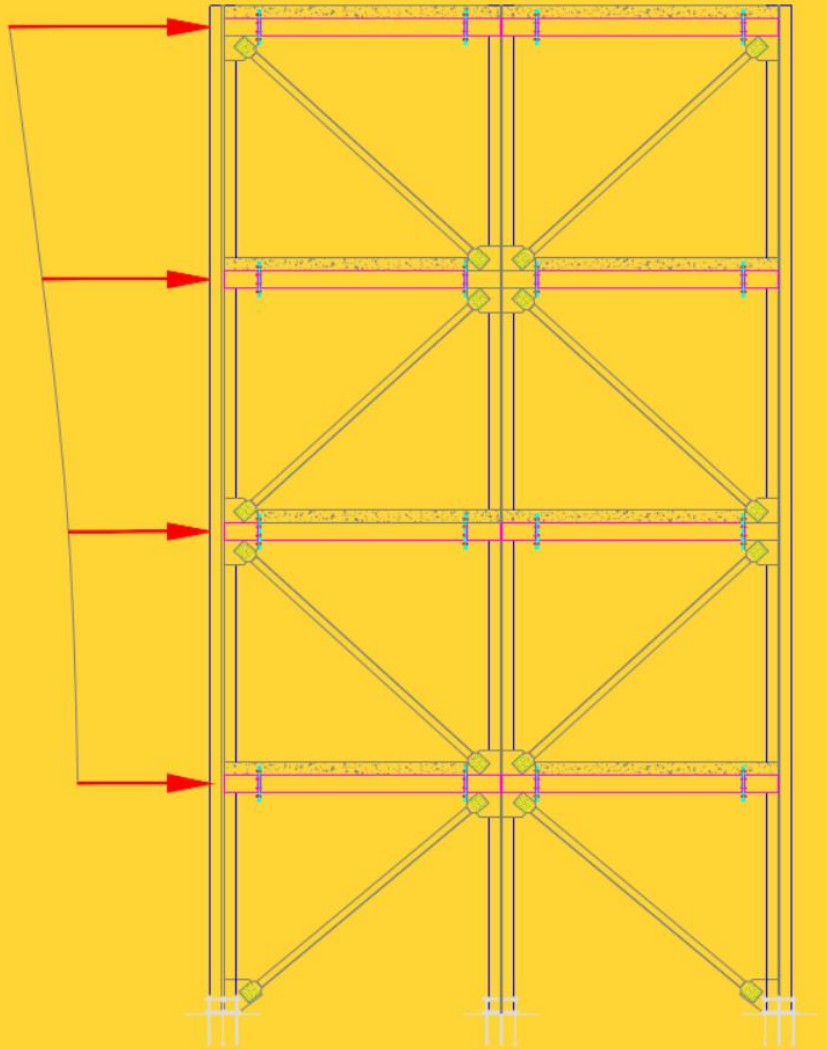


SOLICITACIÓN SÍSMICA SOBRE EDIFICACIONES INDUSTRIALES DE ACERO

**NCh
2369**

NOVIEMBRE, 2022



NCh 2369 Of2003

Diseño sísmico de estructuras e
instalaciones industriales

ANGEL MANRIQUE

Ingeniero Civil Especialista en
Estructuras

CONTENIDO

1. DISPOSICIONES GENERALES	3
1.1 ALCANCE Y CAMPO DE APLICACIÓN	3
1.1.1 ALCANCE	3
1.1.2 RESTRICCIONES DE USO	4
1.2 REFERENCIAS NORMATIVAS	5
1.3 TÉRMINOS, DEFINICIONES Y SIMBOLOGÍA ...	5
1.4 DISPOSICIONES DE APLICACIÓN GENERAL ...	5
1.4.1 PRINCIPIOS E HIPÓTESIS BÁSICOS	5
1.4.2 CLASIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS Y EQUIPOS SEGÚN SU IMPORTANCIA	6
1.4.3 COMBINACIONES DE CARGA	6
2. ANALISIS SÍSMICO	9
2.1 SISMO VERTICAL	9
2.2 SISMO HORIZONTAL	9
2.3 MASA SÍSMICA PARA EL MODELO ESTRUCTURAL	11
2.4 ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO ESTÁTICO	11
2.4.1 CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL	12
2.4.2 EJEMPLO B4.1	13
2.5 ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO DINÁMICO	24
2.5.1 ESPECTRO DE DISEÑO	24
2.5.2 USO DEL ESPECTRO DE DISEÑO	25
2.5.3 EJEMPLO B5.1	26
2.5.4 SUPERPOSICIÓN MODAL	28
2.6 TABLAS PARA EL ANÁLISIS LINEAL	30

1. DISPOSICIONES GENERALES

Las edificaciones industriales diseñadas bajo la norma chilena *NCh2369.OF2003* deben cumplir dos niveles de diseño, estas son: **seguridad de vida y la continuidad de las operaciones.**

Para poder alcanzar estos niveles de diseño la normativa se ha propuesto los siguientes objetivos: Evitar el colapso de las estructuras, esto con la finalidad de evitar incendios, derrames tóxicos, explosiones y desastres medio ambientales; proteger y asegurar la operación de vías de escape; minimizar los tiempos de inactividad de los procesos industriales y garantizar que procesos y servicios esenciales se mantengan operativos.

1.1 Alcance y campo de aplicación

La norma *NCh2369.OF2003*, se complementa con la normativa de Diseño Sísmico de Edificios *NCh433OF96 Modif. 2012*. Por lo que, todos los requerimientos que no son modificados directamente en la *NCh2369.OF2003* son aplicables.

1.1.1 Alcance

Estructuras industriales tanto livianas como pesadas. Las estructuras pesadas comprenden

todas aquellas edificaciones industriales susceptibles a sufrir daños por terremotos, debido a que soportan o poseen una gran cantidad de masa. Recordemos la tercera ley de Newton $F = ma$; a mayor masa, mayor será la fuerza que afecta a la edificación durante un evento sísmico. Las estructuras livianas están compuestas por todas aquellas edificaciones cuya masa es muy pequeña en relación al volumen que ocupan, por ejemplo, los galpones de acero estructural con cubiertas livianas. Estas naves industriales son susceptibles a sufrir daños por cargas cíclicas de tipo eólica.

Sistemas de ductos y cañerías. En estos casos se debe realizar análisis de flexibilidad de las cañerías y de los sistemas de soporte como racks o soportes suspendidos. Se deben tomar todas las medidas necesarias para garantizar su funcionamiento una vez pasado el terremoto. El uso de sistemas de amortiguamiento de movimiento como los colgadores de resorte (que sirven para equilibrar los desplazamientos verticales inducidos por el sismo), y los compensadores de movimiento en uniones de las tuberías (estas juntas sirven para absorber movimientos en zonas de cambios de rigidez o de dirección de las tuberías) son siempre opciones a

considerar para garantizar el correcto funcionamiento de estos sistemas.

Equipos de proceso, mecánicos y eléctrico y sus anclajes. Se debe garantizar la continuidad de operación de los equipos o maquinaria después del terremoto. Se recomienda verificar de manera adecuada con los proveedores de equipos, los requisitos mínimos de resistencia y límites de deformaciones y desplazamientos, para asegurar que estos valores son adecuados para cumplir con el rendimiento esperado. Es necesario realizar un análisis por volcamiento de los equipos y diseñar anclajes suficientemente dúctiles para soportar las cargas cíclicas inducidas por el evento sísmico.

Estructuras de bodegas o recintos de vocación industrial. Comprende todas las edificaciones de almacenaje de productos, piezas, químicos, etc. También centrales de monitoreo y oficinas que estén contenidas dentro de las instalaciones industriales tanto pesadas como livianas. Se deben evitar derrames, fugas, explosiones y garantizar el funcionamiento de las vías de escape.

Construcciones estructuradas con columnas en voladizo. Este tipo de configuración consiste en columnas o pilares empotradas en la base con

movimiento libre en el extremo superior de la misma. Su uso debe realizarse de manera muy detallada y sistemática debido a que, son sistemas que dependen de un buen diseño del empotramiento base. Se pueden ver este tipo de sistemas en taques elevados, tolvas, chimeneas de acero. En sistemas estructurales como naves industriales (galpones) podemos verlos en estructuras donde los pilares sostienen una estructura de techo que solo se apoya de manera articulada en el pilar.

1.1.2 Restricciones de uso

Las siguientes estructuras están fuera del rango de aplicabilidad de la norma *NCh2369.OF2003*:

Edificios que a pesar de estar dentro de un área industrial puedan ser asimilables a uso habitacional. Como, edificios de oficinas, casinos, etc.

Centrales Nucleares.

Centrales de Energía Eléctrica y líneas de transmisión.

Presas.

Tranques de relaves.

Puentes.

Túneles.

Muelles Gravitacionales.

Muros de Contención.

Líneas de ductos enterrados.

1.2 Referencias normativas

Se toman varias referencias normativas tanto nacionales como internacionales.

La norma también recomienda investigar la posibilidad de aplicar las ediciones más recientes de las referencias normativas. Además, da la posibilidad de citar las normas extranjeras que se estimen necesarias.

1.3 Términos, definiciones y simbología

Los términos y definiciones establecidos en la norma *NCh2369.OF2003*, complementan los ya establecidos en la norma *NCh433OF96 Modif. 2012*.

1.4 Disposiciones de aplicación general

1.4.1 Principios e hipótesis básicos

Como se ha mencionado anteriormente Las edificaciones industriales diseñadas bajo la norma chilena *NCh2369.OF2003* deben cumplir dos niveles de diseño: *seguridad de vida en la industria y la continuidad de las operaciones industriales*.

Para cumplir con estas especificaciones de diseño, dicha norma establece que **los sistemas resistentes deben tener amplia reserva de resistencia** y/o ser capaces de absorber grandes cantidades de energía, más allá del límite elástico, antes de fallar. Esta filosofía de diseño es diferente a la establecida en la norma *ASCE7/AISC341*. Esta establece que las edificaciones sismorresistentes deben hacer uso de la ductilidad provista por cada sistema estructural, esto se logra con un detallamiento dúctil muy estricto.

La norma *NCh2369.OF2003*, establece parámetros de diseño que garantice edificaciones industriales con **altos niveles de sobrerresistencia**, pero con la ductilidad suficiente para garantizar un adecuado comportamiento si la estructura incursiona en el rango inelástico de deformaciones en eventos sísmicos severos. Por lo que, las estructuras diseñadas bajo la norma *NCh2369.OF2003* requieren un detallamiento dúctil menos estricto que el indicado en la norma *ASCE7/AISC341*.

Se deben **limitar las incursiones en el rango inelástico de deformaciones** si estas ponen en peligro la continuidad de las

operaciones en la industria y/o las operaciones de escape y rescate del personal industrial.

1.4.2 Clasificación de Estructuras y equipos según su importancia

Las estructuras y equipos se clasifican en categorías y a cada una de ellas les corresponde un coeficiente de importancia I , establecidos en la **Tabla 1.4.2**

Clasificación	I
<p>C1. Obras críticas. Vitales: para controlar incendios, explosiones, daño ecológico, primeros auxilios a los afectados. Peligrosas: incendio, explosión, envenenamiento del aire o las aguas. Esenciales: detenciones prolongadas y pérdidas serias de producción.</p>	1.20
<p>C2. Obras normales. Pueden tener fallas menores de reparación rápida, no causan detenciones prolongadas, no ponen en peligro otras obras de la categoría C1.</p>	1.00
<p>C3. Obras y equipos menores o provisionales. Su falla no ocasiona detenciones prolongadas, ni pone en peligro otras obras de las categorías C1 y C2</p>	0.80

Tabla 1.4.2.1 Coeficiente de Importancia "I".

1.4.3 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga siempre representan un aspecto crítico en el diseño de estructuras. Es importante asegurarse de que está aplicando correctamente las combinaciones de carga pertinentes para garantizar los requisitos mínimos de diseño normativos.

La norma NCh2369 establece distintos tipos de sobrecargas se debe hacer usando las reglas de superposición para combinarlos con las acciones sísmicas y gravitacionales. A continuación, se muestran las ecuaciones establecidas en el capítulo 4 de la norma NCh2369:

Tensiones Admisibles:

$$CP + aSC + SO^* + SA^* \pm SH \pm SV^{**} \quad (A4.1)$$

$$CP + SA^* \pm S \pm SV \quad (A4.2)$$

Cargas Ultimas:

$$1.2CP + aSC + SO^* + SA^* \pm bSH \pm bSV^{**} \quad (A4.3)$$

$$0.9CP + SA^* \pm bSH \pm 0.30SV \quad (A4.2)$$

Donde:

CP = Cargas Permanentes.

SC = Sobrecargas de Uso.

SO = Sobrecargas especiales de operación.

SA = Sobrecargas accidentales de operación.

SH = Sismo Horizontal.

SV = Sismo Vertical.

a = factor que afecta a la sobrecarga SC.

b = factor de amplificación de las cargas sísmicas. Ver **Tabla 1.4.2.3.**

El factor “a” debe considerarse igual a la unidad al menos que se realice un análisis en conjunto al profesional de procesos industriales y se establezca que puede ser un valor menor. Si embargo, no debe ser menor a los mostrados en la **Tabla 1.4.2.2**

Tipo de Recinto	a
Bodegas y en general zonas de acopio con baja tasa de rotación	0.50
Zonas de uso normal, plataformas de operación	0.25
Diagonales que soportan cargas verticales	1.00
Pasarelas de mantención y techos	0.00

Tabla 1.4.2.2. Valores mínimos del “a”.

Material de Construcción	b
Estructuras o equipos de acero	1.10
Estructuras o equipos de hormigón	1.40

Tabla 1.4.2.3. Valores de “b”.

En lo que respecta a las **sobrecargas especiales** y accidentales de

operación **“SO”** y **“SA”** se debe **realizar un análisis para verificar la ocurrencia de las mismas durante un evento sísmico.**

Por ejemplo, la sobrecarga SO es muy probable que esté ocurriendo al iniciarse el sismo debido a que son acciones dinámicas provenientes del uso normal de las instalaciones. Por lo tanto, se debe considerar que actúan en conjunto con el sismo de diseño, al menos que exista algún medio o mecanismo que garantice la interrupción de los procesos al iniciarse el sismo.

Lo mismo ocurre con SA que depende directamente de la ocurrencia del sismo. A continuación, se muestra en la **Tabla 1.4.2.4** los tipos de fenómenos y características de las sobrecargas SO y SA.

Sobrecargas	Tipo
Impactos y cargas de origen dinámico en general	SO
Frenajes	SO
Acciones debidas a líquidos o gases en movimiento, por ejemplo, el golpe de ariete.	SO
Impactos extremos y explosiones	SA
Cargas de cortocircuito	SA
Cargas de sobrellenado de estanques y tolvas	SA

Tabla 1.4.2.4. Tipos de sobrecargas especiales y accidentales de operación.

Al observar detenidamente las ecuaciones A4.1 al A4.4, vemos que en las mismas **las componentes sísmicas están afectadas por el signo \pm** . Esto está orientado a tomar ambas direcciones de la componente sísmica a analizar. En el caso de la carga sísmica vertical se debe tomar en cuenta lo establecido en la **Tabla 1.4.2.5**

Combinación del SV	Eq
Los signos + ó - para el sismo vertical se deben aplicar de modo de obtener un efecto que se sume al producido por las cargas CP y SC	A4.1 A4.3
Los signos + ó - para el sismo vertical se deben aplicar de modo de conseguir el efecto inverso, es decir, disminuir el efecto de las cargas CP y SC.	A4.2 A4.4

Tabla 1.4.2.5. El signo del SV en las combinaciones de diseño.

2. ANALISIS SÍSMICO

2.1 Sismo Vertical

Las ondas sísmicas se propagan desde el hipocentro en todas direcciones, provocando el movimiento de los depósitos de suelo tanto en forma horizontal como vertical.

El efecto de la **carga sísmica vertical depende significativamente de la distancia epicentral**. En las edificaciones cercanas a la fuente, la componente vertical del movimiento es mucho mayor que las componentes horizontales. **A medida que las ondas se desplazan, las componentes verticales se atenúan** y las componentes horizontales se amplifican y el movimiento se vuelve oscilatorio.

La norma NCh2369, es uno de los pocos códigos a nivel mundial que **considera el efecto de la aceleración sísmica en la componente vertical**.

A continuación, se muestran los casos en donde se debe considerar el efecto de las aceleraciones sísmicas verticales de manera obligatoria según la norma:

- ✓ Barras de suspensión de equipos colgantes y sus elementos soportantes y vigas de acero de construcción soldada, laminada o plegada, con o sin losa colaborante, ubicadas en zona sísmica 3, en las que las cargas permanentes representan más del 75% de la carga total.
- ✓ Estructuras y elementos de hormigón precomprimido (pretensado y postensado).
- ✓ Fundaciones y elementos de anclaje y apoyo de estructuras y equipos.
- ✓ Cualquier otra estructura o elemento en que la variación de la acción sísmica vertical afecte en forma significativa su dimensionamiento, como por ejemplo, las estructuras o elementos en voladizo.
- ✓ Estructuras con aislación sísmica sensitivas a los efectos verticales.

2.2 Sismo Horizontal

En general, la norma propicia **el uso de sistemas estructurales simples, simétricos y sin irregularidades torsionales**.

Se debe procurar que **la distribución de las masas sea lo más uniforme posible, tanto en planta como en altura**. La variación de las masas piso a piso debe ser similar a la variación de la rigidez para evitar concentraciones de esfuerzos.

Evitar las configuraciones geométricas en L, H, U, T o planta en cruz. Esto debido a que estas configuraciones inducen efectos torsionales que originan problemas en los elementos ubicados en las esquinas como los pilares. Por otro lado, tienden a producir variaciones de rigidez y, por tanto, movimientos diferenciales entre las partes de la edificación, causando una concentración de esfuerzos perjudiciales para la estructura.

Para resistir los efectos de la torsión en planta es conveniente tener **elementos resistentes en el perímetro de la edificación**. Cuanto más alejado del centro de rigidez de la planta se ubique un elemento, mayor es el brazo de palanca respecto a ese centro, y mayor será el momento resistente que pueda generar.

Se recomienda utilizar configuraciones estructurales con la mayor cantidad de elementos

verticales en la base de la edificación continuos desde los pisos superiores.

Se deben **evitar grandes dimensiones en planta**, un aumento de la longitud del edificio incrementa los esfuerzos en un nivel que funciona como un diafragma de distribución horizontal. La rigidez del piso puede ser insuficiente para redistribuir la carga horizontal originada por un sismo. Además, los esfuerzos causados por variaciones de temperatura, o provocados por terremotos son mayores en edificios con grandes dimensiones en planta.

Al utilizar sistemas estructurales sin irregularidades, no es necesario combinar los efectos debidos a los dos componentes horizontales de la acción sísmica. Se puede proceder como si dichos efectos no fueran concurrentes y, en consecuencia, los elementos **se pueden diseñar para el sismo actuando según cada una de las direcciones de análisis considerada separadamente**.

En las **estructuras que presentan notorias irregularidades torsionales o** que tienen en ambas direcciones marcos rígidos con columnas comunes a dos líneas resistentes que se interceptan **(distribuciones en planta en L, H, U, T o en cruz)**. En tales casos, los

elementos se deben diseñar para los esfuerzos obtenidos de **considerar el 100% de la solicitud sísmica que actúa en una dirección más los esfuerzos obtenidos de considerar el 30% de la solicitud sísmica actuando en la dirección ortogonal a la anterior, y viceversa.**

2.3 Masa sísmica para el modelo estructural

Para el cálculo de las fuerzas de inercia horizontales durante un sismo, las **sobrecargas de operación se pueden reducir de acuerdo a su probabilidad de ocurrencia simultánea con el sismo de diseño.** Las sobrecargas de uso se pueden reducir multiplicándolas por el coeficiente "FR" establecidos en la **Tabla 2.3.1.**

Recinto	FR
Techos, plataformas y pasarelas tanto de operación como de mantención	0.00
Bodegas de almacenamiento, salas de archivo y similares	0.50

Tabla 2.3.1. Coeficiente de reducción.

Para fines de determinar **los efectos del sismo vertical, no se debe considerar reducción de las cargas verticales,** salvo las indicadas en el capítulo 8 de la norma

NCh1537.OF2009 para las sobrecargas de uso.

2.4 Análisis Lineal Elástico Estático

El análisis lineal ocupa la relación entre **cargas y desplazamientos resultantes es lineal lo cual se cumple el principio de superposición:** si se duplica la magnitud de la carga se obtiene el doble de respuesta del modelo. Basado en la **hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales** constituyentes y en la consideración del **equilibrio o en la estructura sin deformar.**

Para la ampliación del análisis elástico estático según la *NCh2369* la edificación a la que se quiere aplicar dicho análisis debe cumplir con las siguientes condiciones:

- ✓ Estructuras cuya altura sea como máximo 20 m.
- ✓ La respuesta sísmica se pueda asimilar a la de un sistema de un grado de libertad

Para la elaboración del modelo matemático de la estructura, las edificaciones que cuentan con sistemas de **losas de entrepiso que puedan asimilar el**

comportamiento de un diafragma horizontal rígido, se puede **emplear un modelo con tres grados de libertad por piso** y se deben incorporar los efectos de la torsión natural y la torsión accidental. Por otro lado, al no contar con diafragmas rígidos, se debe definir un número suficiente de grados de libertad nodales asociados a masas traslacionales. Cuando sea necesario, se deben considerar además las masas rotacionales.

El efecto de **la torsión accidental se puede analizar** cómo se indica a continuación:

- ✓ Considerando las posibles variaciones en la distribución de pesos propios y sobrecarga.
- ✓ En caso que no existan antecedentes para realizar lo anterior, se debe usar la disposición 6.2.8 de *NCh433.Of96*. Se deben aplicar momentos de torsión en cada nivel, calculados como el producto de las fuerzas estáticas que actúan en ese nivel por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm 0.10 b_{ky} Z_k/H; \text{ para sismo en } X \quad (B4.1)$$

$$\pm 0.10 b_{kx} Z_k/H; \text{ para sismo en } Y \quad (B4.2)$$

En general, los modelos matemáticos deben **considerar la interacción de los equipos**, tanto los que son soportados como los que están suspendidos, de estos últimos se debe **incluir la interconexión entre el equipo y la estructura**.

2.4.1 Cálculo del Cortante Basal

El cálculo del corte basal horizontal, **permite determinar la fuerza lateral total** aplicada en la base de la estructura, como consecuencia de las fuerzas inercia que se induce a un sistema estructural, **distribuyéndolo posteriormente a lo largo de las diferentes alturas de entrepiso** de la estructura.

El **esfuerzo de corte horizontal** en la base se debe **calcular según la expresión siguiente**:

$$Q_0 = CIP \quad (B4.3)$$

Donde:

I = coeficiente de importancia I especificado en la **Tabla 1.1.2.1**.

P = peso total del edificio sobre el nivel basal, calculado en la forma indicada en la **Tabla 2.3.1**.

C = coeficiente sísmico.

El cálculo del **coeficiente sísmico viene dado por** la siguiente ecuación:

$$\frac{A_0}{4g} \leq \frac{2.75A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} \leq C_{max} \quad (B4.4)$$

Donde:

A_0 = aceleración efectiva máxima definida en **Tabla 2.6.1** según la zonificación sísmica establecida en el anexo BZS al final de este capítulo.

T' , n = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, que se determinan de la **Tabla 2.6.2** según el tipo de suelo establecido en el anexo BTS al final de este capítulo.

T^* = período fundamental de vibración en la dirección de análisis.

R = factor de modificación de la respuesta.

ξ = razón de amortiguamiento que se establece en **Tabla 2.6.3**.

C_{max} = Coeficiente sísmico máximo establecido en la **Tabla 2.6.4**

1. Distribución en altura

Las fuerzas sísmicas se deben distribuir en la altura según la expresión siguiente:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_1^n A_k P_k} Q_0 \quad (B4.5)$$

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (B4.6)$$

Donde:

F_k = fuerza horizontal sísmica en el nivel k .

P_k = peso sísmico en el nivel k .

A_k = parámetro en el nivel k ($k = 1$ es el nivel inferior).

n = número de niveles.

Q_0 = esfuerzo de corte basal.

Z_k, Z_{k-1} = altura sobre la base de los niveles k y $k - 1$;

H = altura del nivel más alto sobre el nivel basal.

2.4.2 Ejemplo B4.1

Se tiene una **edificación de 05 niveles** incluyendo el techo con **altura de entrepiso constante de 3.00 m**, ubicada en la Comuna de **Lampa en la Región Metropolitana**.

La estructura consiste en **marcos rígidos sin arriostramientos en la dirección "Y" y arriostrados en la dirección "X", con conexiones apernadas**. Cada entrepiso incluyendo el techo, están compuestas por una **losa de encofrado colaborante** tipo PC-6 con terminación afinado **de 15 cm** de espesor incluyendo el nervio. Los **pilares y las vigas son iguales en**

todos los pisos. En la estructura no existe ningún tipo de tabiquería o divisiones. **La edificación soporta equipos mecánicos que son críticos para las operaciones** de la industria.

Se conoce que el **período fundamental de vibración** en la dirección "Y" es de **0.10 segundos** y en la dirección "X" es de **0.25 segundos**. La Mecánica de suelos sugiere tomar un **suelo Tipo III**.

Se pide determinar las fuerzas sísmicas horizontales por piso y distribuirlas en planta.

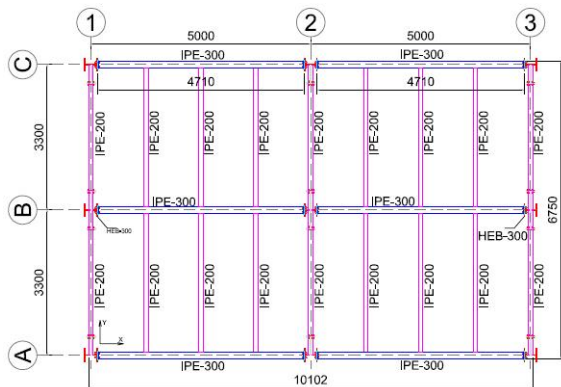


Figura B4.1a. Planta. Ejemplo B4.1

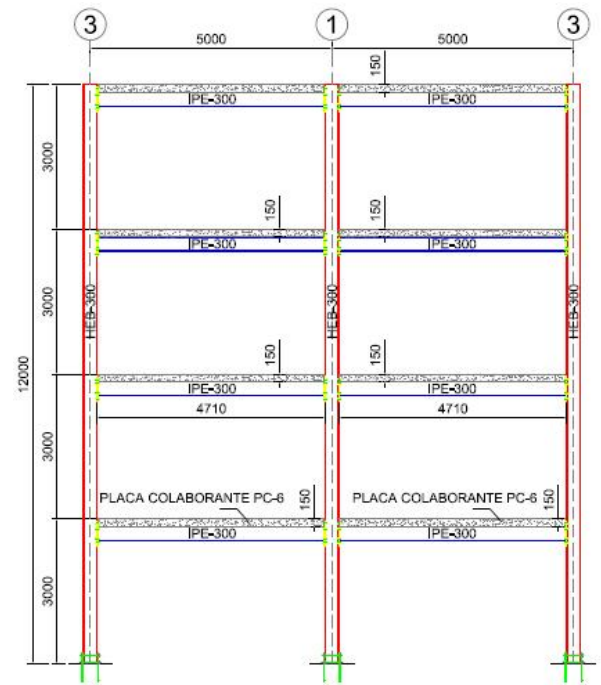


Figura B4.1b. Marco A=B=C. Ejemplo B4.1

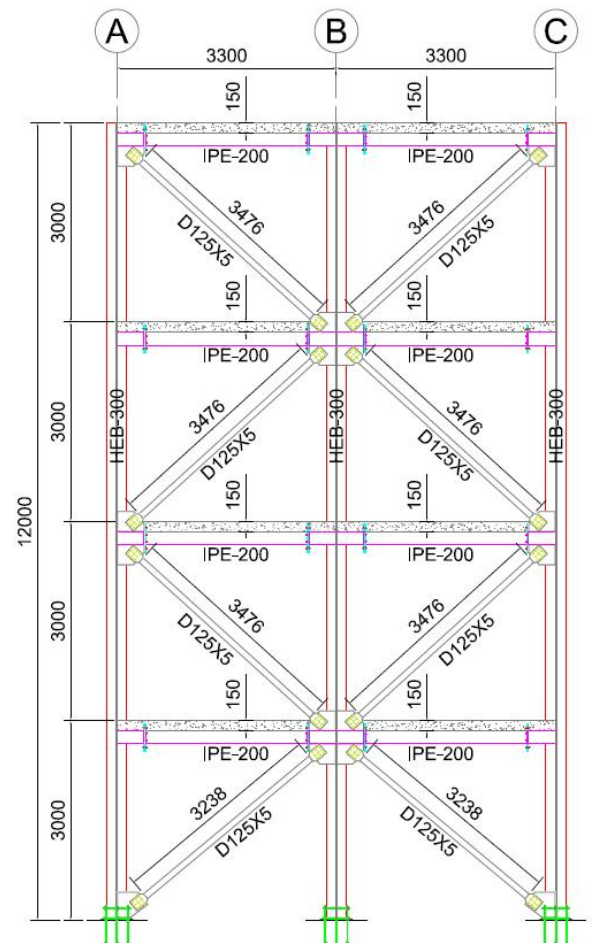


Figura B4.1c. Marco 1=2=3. Ejemplo B4.1

Sobrecargas de Uso	
Nivel	SC Kgf/m ²
Base, 01	400
02	400
03	350
04	350
Techo, 05	100

Cálculo del coeficiente sísmico "C" según la ecuación B4.4.

$$\frac{A_0}{4g} \leq \frac{2.75A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} \leq C_{max}$$

Dirección "X"

Zona Sísmica = 3

$A_0 = 0.40g$, según Tabla 2.6.1

$A_0 = 3.92 \text{ m/s}^2$

$R = 5$

$T' = 0.62 \text{ s}$, según Tabla 2.6.2

$n = 1.80$

$T^* = 0.25 \text{ s}$

$\xi = 0.03$, Según Tabla 2.6.3

$C_{max} = 0.23$, Según Tabla 2.6.4a

$$\frac{3.92}{4 \times 9.81} \leq \frac{2.75 \times 3.92}{9.81 \times 5} \left(\frac{0.62}{0.25}\right)^{1.8} \left(\frac{0.05}{0.03}\right)^{0.4} \leq 0.23$$

$$0.01 \leq 1.38 \leq 0.23$$

El valor de $C_x = 0.23$

Dirección "Y"

Zona Sísmica = 3

$A_0 = 0.40g$, según Tabla 2.6.1

$A_0 = 3.92 \text{ m/s}^2$

$R = 5$

$T' = 0.62 \text{ s}$, según Tabla 2.6.2

$n = 1.80$

$T^* = 0.10 \text{ s}$

$\xi = 0.03$, Según Tabla 2.6.3

$C_{max} = 0.23$, Según Tabla 2.6.4a

$$\frac{3.92}{4 \times 9.81} \leq \frac{2.75 \times 3.92}{9.81 \times 5} \left(\frac{0.62}{0.10}\right)^{1.8} \left(\frac{0.05}{0.03}\right)^{0.4} \leq 0.23$$

$$0.01 \leq 7.19 \leq 0.23$$

El valor de $C_y = 0.23$

Cálculo del peso total de la edificación "P"

Para ello se determina el peso total de la edificación por encima del sistema de fundaciones.

Cargas Permanentes "CP"

Acero estructural

PERFIL	PIEZAS	LONG. (mm)	kg
HEB300	9	12000	12636.00
IPE300	24	4710	4770.29
IPE200	72	3300	5322.24
D125X5(1)	6	3238	291.42
D125X5(2)	18	3476	938.52
TOTAL			23958.47

Para tomar en cuenta el peso de las conexiones se pueden aproximar a un 10% del peso total de la edificación.

$$P_{\text{Conexiones}} = 23958.47 \times 0.10$$

$$P_{\text{Conexiones}} = 2395.85 \text{ kg}$$

Por lo tanto, el peso total del acero de la edificación es, **PT = 26354.31 kg**

Peso Acero Estructural			
NIVEL	PERFILES (kg)	CONEX. (kg)	PESO TOTAL (kg)
Base	-	-	-
2	5973.55	597.36	6570.91
3	5994.97	599.50	6594.47
4	5994.97	599.50	6594.47
Techo	5994.97	599.50	6594.47
			26354.31

Hormigón

Peso Hormigón Placa Colaborante PC-6			
NIVEL	VOL. (m ³ /m ²)	AREA (m ²)	PESO TOTAL (kg)
Base	-	-	-
2	0.126	68.19	20620.20
3	0.126	68.19	20620.20
4	0.126	68.19	20620.20
Techo	0.126	68.19	20620.20
		Total	82480.81

Sobrecargas de Uso "SC"

Nivel	SC Kgf/m ²	Area (m ²)	Factor (FR)	Peso Total kg
Base	-	-	-	-
2	400	68.19	1.00	27275.40
3	350	68.19	1.00	23865.98
4	350	68.19	1.00	23865.98
Techo	100	68.19	0.00	0.00
				75007.35

El factor de reducción de sobrecarga "FR" se toma del capítulo B3, en conjunto con la **Tabla 2.3.1. Coeficiente de reducción.**

Por lo tanto, el Peso total de la edificación se obtiene como sigue:

$$P = P_{CP} + P_{SC}$$

$$P = (26354.31 + 82480.81) + 75007.35$$

$$P = 183842.47 \text{ kg}$$

Determinación del coeficiente de Importancia "I"

Se utiliza la **Tabla 1.4.2.1.** Coeficiente de Importancia "I". Tenemos que la edificación soporta equipos mecánicos que son críticos para las operaciones, por lo que, la estructura se clasifica como **C1**. El coeficiente de Importancia **I = 1.20**.

Cálculo del esfuerzo de corte horizontal según la ecuación B4.3

$$Q_{x,y} = 0.23 \times 1.20 \times 183842.47$$

$$Q_{x,y} = 50740.52 \text{ kg}$$

Distribución de las fuerzas horizontales en altura

Las fuerzas sísmicas se deben distribuir en la altura según las ecuaciones B4.5 y B4.6.

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_1^n A_k P_k} Q_0 \quad (B4.5)$$

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (B4.6)$$

Cálculo de A_k

H = 12 m

Nivel	Z_k	Z_k/H	$\sqrt{1 - Z_k/H}$	A_k
Base	0.00	0.00	1.00	-
2	3.00	0.25	0.87	0.13
3	6.00	0.50	0.71	0.16
4	9.00	0.75	0.50	0.21
Techo	12.00	1.00	0.00	0.50

Para el cálculo de A_k se realiza en la columna cuatro (04). Por ejemplo, en el nivel 2 corresponde a $A_k = 1 - 0.87$; $A_k = 0.13$ y así sucesivamente.

Cálculo de P_k

Nivel	P (CP) (kg)	P (SC) (kg)	P_k (kg)
Base	-	-	-
2	27191.11	27275.40	54466.51
3	27214.67	23865.98	51080.65
4	27214.67	23865.98	51080.65
Techo	27214.67	0.00	27214.67
			183842.47

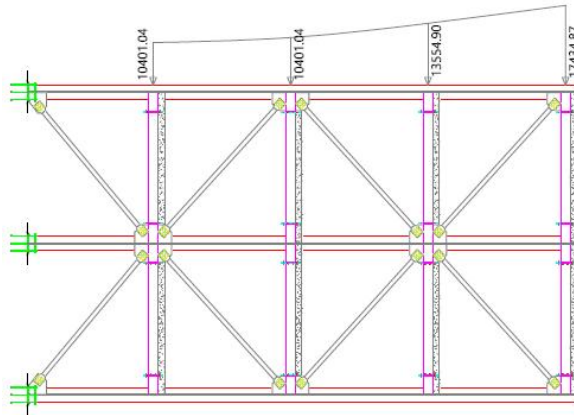
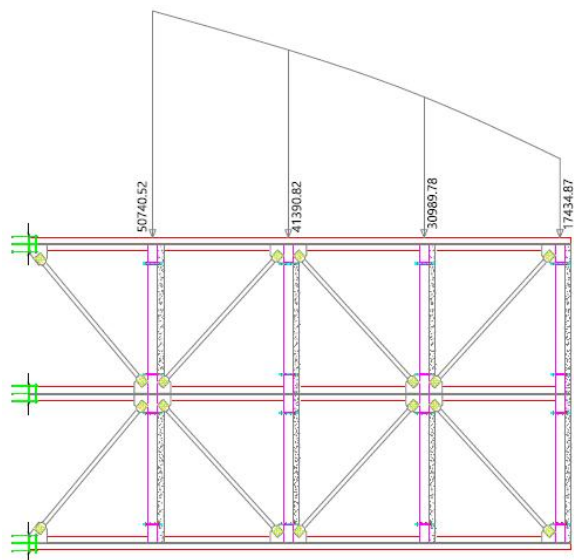
Cálculo de Esfuerzo de corte Basal Q_k en altura

Nivel	$A_k * P_k$	F_k (kg)	Q_k (kg)
Base	-	-	-
2	7297.13	9349.70	50740.52
3	8117.67	10401.04	41390.82
4	10579.15	13554.90	30989.78
Techo	13607.34	17434.87	17434.87
$\sum_1^4 A_k P_k =$	39601.28		

El cálculo de la Fuerza Lateral F_k se obtuvo dividiendo el valor de $A_k * P_k$ de cada nivel por el total $\sum_1^4 A_k P_k$.

El esfuerzo de corte basal Q_k se calcula a través de la cantidad de Fuerza Lateral F_k correspondiente a cada nivel.

La imagen matemática de la edificación para la distribución de los esfuerzos Q_k es la de un voladizo, por lo tanto, a medida que nos acercamos a la base de la edificación se van acumulando las fuerzas laterales. Es decir, en el nivel Techo el valor de Q_k es directamente el valor de la fuerza lateral F_k , luego el nivel subsiguiente que es este caso es el cuatro (4) es la suma de la fuerza F_k del nivel Techo y el nivel cuatro (4) y así sucesivamente.

Figura B4.2. Fuerza lateral F_k por nivel.Figura B4.2. Esfuerzo Cortante Q_k por nivel.

Debido a que el cortante basal Q_0 es **igual en ambas direcciones** la distribución de las Fuerzas F_k y de los esfuerzos Q_k por nivel son **iguales en ambas direcciones**.

Cálculo de la Torsión Propia

En este caso por ser una estructura perfectamente simétrica el **centro de gravedad de cada nivel coincide con el centro de rigidez**, por lo que

no existen torsión propia del sistema estructural.

Cálculo de la Torsión Accidental

El efecto de la torsión accidental en cada planta de la edificación se obtiene según las ecuaciones B4.1 y B4.2.

$$\pm 0.10 b_{ky} Z_k / H; \text{ para sismo en } X \quad (B4.1)$$

$$\pm 0.10 b_{kx} Z_k / H; \text{ para sismo en } Y \quad (B4.2)$$

$$H = 12 \text{ m}$$

Torsión Accidental en X				
Nivel	Q_k (kg)	b_{ky} (m)	Z_k (m)	TA_x (kg-m)
Base	-	-	-	-
2	50740.52	6.75	3.00	8562.46
3	41390.82	6.75	6.00	13969.40
4	30989.78	6.75	9.00	15688.57
Techo	17434.87	6.75	12.00	11768.54

$$H = 12 \text{ m}$$

Torsión Accidental en Y				
Nivel	Q_k (kg)	b_{kx} (m)	Z_k (m)	TA_y (kg-m)
Base	-	-	-	-
2	50740.52	10.10	3.00	12811.98
3	41390.82	10.10	6.00	20902.36
4	30989.78	10.10	9.00	23474.76
Techo	17434.87	10.10	12.00	17609.22

Rigidez Lateral de Marcos

Para el cálculo de la rigidez lateral, utilizaremos el **Método de Wilbur**. Este método se basa en la definición de rigidez por nivel, la cual es la relación entre la fuerza cortante absorbida por un marco rígido o muro, en un nivel y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles que lo limitan.

Idealmente **para la aplicación de este método**, se debe **definir** qué tipo de **comportamiento a cargas laterales gobierna la deformación horizontal del sistema estructural**. Se pueden definir dos tipos de estructuras: **estructuras de cortante**, donde la rigidez de entrepiso es independiente de la distribución de cargas laterales (Figura B4.3a) y **estructuras de flexión** donde no existe independencia entre la rigidez de entrepiso y la distribución de cargas aplicadas (Figura B4.3b).

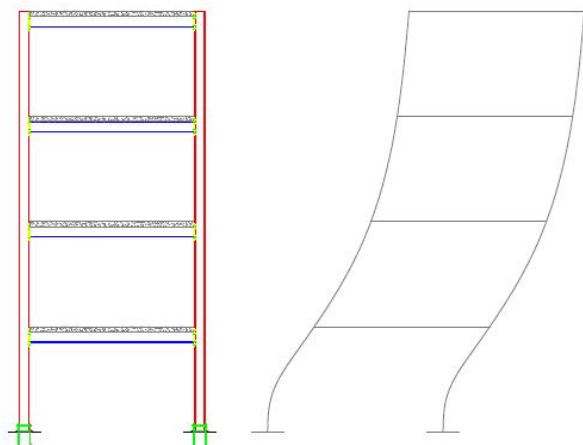


Figura B4.3a. Estructuras de Cortante.

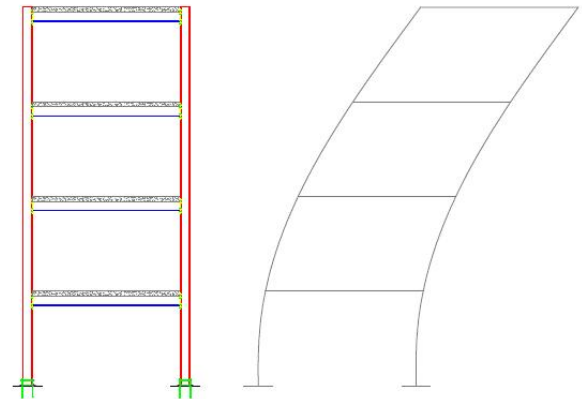


Figura B4.3b. Estructuras de Flexión.

Para conocer que tipo de deformación lateral gobierna el comportamiento global en el sistema estructural se puede emplear el **Índice de Rotación** ρ . Este parámetro se obtiene a través de las siguientes ecuaciones:

$$\rho = \frac{\sum I_v/L}{\sum I_c/H} \geq 0.10 \text{ Est. de Cortante} \quad (B4.7)$$

$$\rho = \frac{\sum I_v/L}{\sum I_c/H} \leq 0.01 \text{ Est. de Flexión} \quad (B4.8)$$

$$\rho = 0.01 \leq \frac{\sum I_v/L}{\sum I_c/H} \leq 0.10 \text{ Intermedias} \quad (B4.9)$$

Donde:

I_v = Momento de Inercia de viga.

L = Longitud de viga.

I_c = Momento de Inercia de Columna.

H = Altura de columna.

El **método de Wilbur solo es aplicable** en sistemas estructurales donde la **deformación horizontal por cortante** es la que caracteriza la

estructura. Además, el Momento de Inercia de cada elemento debe ser constante.

El caso de **estructuras gobernadas por flexión, por lo general no son recomendables**, debido a que las vigas son demasiado flexibles en comparación a los pilares.

En el caso de **estructuras intermedias**, se puede obtener la rigidez a través de **métodos matriciales**.

La Rigidez lateral de marcos rígidos se obtienen a través de las siguientes ecuaciones:

Primer Nivel con pilares empotrados

$$K_1 = \frac{48E}{h_{c1} \left(\frac{4h_{c1}}{\sum I_{c1}/h_{c1}} + \frac{h_{c1} + h_{c2}}{\sum I_{v1}/L_{v1} + \frac{\sum I_{c1}/h_{c1}}{12}} \right)}$$

Segundo Nivel. Pilares empotrados

$$K_2 = \frac{48E}{h_{c2} \left(\frac{4h_{c2}}{\sum I_{c2}/h_{c2}} + \frac{h_{c1} + h_{c2}}{\sum I_{v1}/L_{v1} + \frac{\sum I_{c1}/h_{c1}}{12}} + \frac{h_{c2} + h_{c3}}{\sum I_{v2}/L_{v2}} \right)}$$

Niveles Intermedios

$$K_i = \frac{48E}{h_i \left(\frac{4h_{ci}}{\sum I_{ci}/h_{ci}} + \frac{h_{ci-1} + h_{ci}}{\sum I_{vi-1}/L_{vi-1}} + \frac{h_{ci} + h_{ci+1}}{\sum I_{vi}/L_{vi}} \right)}$$

Ultimo Nivel

$$K_u = \frac{48E}{h_u \left(\frac{4h_{cu}}{\sum I_{cu}/h_{cu}} + \frac{2h_{cu-1} + h_{cu}}{\sum I_{vu-1}/L_{vu-1}} + \frac{h_{cu}}{\sum I_{vu}/L_{vu}} \right)}$$

Marcos Arriostrados

La determinación de la contribución de la rigidez horizontal del sistema de arriostramientos se obtiene igualando la deformación proyectada y el cortante proyectado por la acción de la carga axial sobre los arriostramientos.

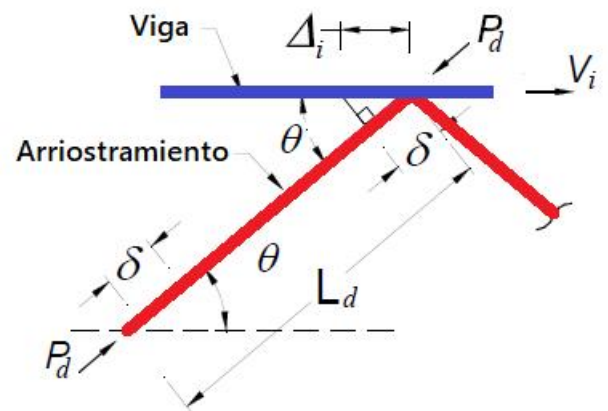


Figura B4.4. DCL de Arriostramientos. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras Vol. 18,1, 1-23 (2013).

Por lo tanto,

$$K_a = n \frac{A_d E}{L_d \cos^2(\theta)}$$

Donde:

n = cantidad de arriostramientos.

A_d = Área del arriostramiento.

L_d = Longitud del arriostramiento.

E = Modulo de Elasticidad.

θ = Angulo de inclinación del arriostramiento

Cálculo de la Rigidez Lateral de Marcos

Índice de Rotación ρ

PERFIL	I_x (cm ⁴)
HEB300	25170.00
IPE300	8360.00
IPE200	1940.00

Dirección X			
Nivel	$\Sigma I_v/L$	$\Sigma I_c/H$	ρ
Base	-	-	-
2	113.74	503.40	0.23
3	113.74	503.40	0.23
4	113.74	503.40	0.23
Techo	113.74	503.40	0.23

En la **dirección "X"** el índice de rotación $\rho > 0.10$, por lo tanto, se comporta como una **estructura de cortante**.

En la **dirección "Y"** por ser un **sistema arriostrado** la rotación en las uniones viga columna tienden a cero por lo tanto se comporta como una **estructura de cortante**.

Rigidez Horizontal en "X"

Nivel	$k_A = k_B = k_C$ (kg/cm)
Base	-
2	18902.17
3	8204.09
4	8204.09
Techo	8204.09

Rigidez Horizontal en "Y"

MARCOS	
Nivel	$k_1 = k_2 = k_3$ (kg/cm)
Base	-
2	13185.92
3	3076.55
4	3076.55
Techo	3076.55

ARROSTRAMIENTOS					
Nivel	θ	Ld (cm)	n	Ad (cm ²)	$k_1 = k_2 = k_3$ (kg/cm)
Base	-	-	-	-	-
2	39.83	324	2.00	9.62	211478.55
3	42.27	348	2.00	9.62	212056.74
4	42.27	348	2.00	9.62	212056.74
Techo	42.27	348	2.00	9.62	212056.74

	MARCOS	ARROIST.	TOTAL
Nivel	$k_1 = k_2 = k_3$ (kg/cm)	$k_1 = k_2 = k_3$ (kg/cm)	$k_1 = k_2 = k_3$ (kg/cm)
Base	-	-	-
2	13185.92	211478.55	224664.47
3	3076.55	212056.74	215133.29
4	3076.55	212056.74	215133.29
Techo	3076.55	212056.74	215133.29

Distribución de los cortantes laterales en cada nivel.

Se determina el esfuerzo cortante Q_{TM} en función del esfuerzo cortante directo Q_k y el cortante por torsión Q_T en cada marco.

$$Q_M = Q_k \pm Q_T$$

La distribución en planta del valor de Q_k para cada marco, se determina en función al aporte de rigidez al sistema de cada uno de ellos.

NIVEL 2			
MARCO	K (kg/cm)	K/ΣK	Qk (kg)
A	18902.17	0.33	16913.51
B	18902.17	0.33	16913.51
C	18902.17	0.33	16913.51
ΣK	56706.50		
MARCO	K (kg/cm)	K/ΣK	Qk (kg)
1	224664.47	0.33	16913.51
2	224664.47	0.33	16913.51
3	224664.47	0.33	16913.51
ΣK	673993.41		

NIVEL 3			
MARCO	K (kg/cm)	K/ΣK	Qk (kg)
A	8204.09	0.33	13796.94
B	8204.09	0.33	13796.94
C	8204.09	0.33	13796.94
ΣK	24612.26		
MARCO	K (kg/cm)	K/ΣK	Qk (kg)
1	215133.29	0.33	13796.94
2	215133.29	0.33	13796.94
3	215133.29	0.33	13796.94
ΣK	645399.87		

NIVEL 4			
MARCO	K (kg/cm)	K/ΣK	Qk (kg)
A	8204.09	0.33	10329.93
B	8204.09	0.33	10329.93
C	8204.09	0.33	10329.93
SK	24612.26		
MARCO	K (kg/cm)	K/ΣK	Qk (kg)
1	215133.29	0.33	10329.93
2	215133.29	0.33	10329.93
3	215133.29	0.33	10329.93
ΣK	645399.87		

NIVEL 5, TECHO			
MARCO	K (kg/cm)	K/ΣK	Qk (kg)
A	8204.09	0.33	5811.62
B	8204.09	0.33	5811.62
C	8204.09	0.33	5811.62
ΣK	24612.26		
MARCO	K (kg/cm)	K/ΣK	Qk (kg)
1	215133.29	0.33	5811.62
2	215133.29	0.33	5811.62
3	215133.29	0.33	5811.62
ΣK	645399.87		

Para obtener el valor de Q_T en primer lugar se debe determinar la posición de los pórticos en función del centro rigidez.

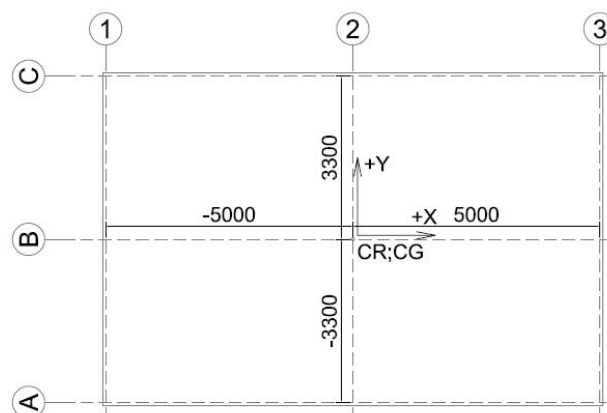


Figura B4.5. Posición de marcos según CR.

Luego se determina Q_T en función del denominado Factor de Momento Torsor " τ ".

$$Q_T = \tau M$$

Donde M es el Momento Torsor propio o accidental determinados anteriormente.

$$\tau_x = \frac{kY_{cr}}{K_t}$$

$$\tau_y = \frac{kX_{cr}}{K_t}$$

El Valor de K_t viene dado por la contribución de rigidez torsional de todos los marcos del nivel de estudio y se obtiene según la siguiente ecuación:

$$K_t = k(Y_{cr})^2 + k(X_{cr})^2$$

NIVEL 2						
M	K (tn/cm)	Y _{cr} (m)	K(Y _{cr}) ²	τ (m ⁻¹)	TA _x (kg-m)	Q _T (kg)
A	18.90	3.30	206	0.0054	8562.46	±45.87
B	18.90	0.00	0.00	0.0000	8562.46	0.00
C	18.90	3.30	206	0.0054	8562.46	±45.87
M	K (tn/cm)	X _{cr} (m)	K(X _{cr}) ²	τ (m ⁻¹)	TA _y (kg-m)	Q _T (kg)
1	224.66	5.00	5617	0.096	12811.98	±1235.90
2	224.66	0.00	0.00	0.000	12811.98	0.00
3	224.66	5.00	5617	0.096	12811.98	±1235.90
		Kt=	11645			

NIVEL 3						
M	K (tn/cm)	Y _{cr} (m)	K(Y _{cr}) ²	τ (m ⁻¹)	TA _x (kg-m)	Q _T (kg)
A	8.20	3.30	89	0.0023	13969.40	±32.48
B	8.20	0.00	0.00	0.0000	13969.40	0.00
C	8.20	3.30	89	0.0023	13969.40	±32.48
M	K (tn/cm)	X _{cr} (m)	K(X _{cr}) ²	τ (m ⁻¹)	TA _y (kg-m)	Q _T (kg)
1	215.13	5.00	5378	0.092	20902.36	±1930.80
2	215.13	0.00	0.00	0.000	20902.36	0.00
3	215.13	5.00	5378	0.092	20902.36	±1930.80
		Kt=	10935			

NIVEL 4						
M	K (tn/cm)	Y _{cr} (m)	K(Y _{cr}) ²	τ (m ⁻¹)	TA _x (kg-m)	Q _T (kg)
A	8.20	3.30	89	0.0023	15688.57	±36.47
B	8.20	0.00	0	0.0000	15688.57	0.00
C	8.20	3.30	89	0.0023	15688.57	±36.47
M	K (tn/cm)	X _{cr} (m)	K(X _{cr}) ²	τ (m ⁻¹)	TA _y (kg-m)	Q _T (kg)
1	215.13	5.00	5378	0.092	23474.76	±2168.42
2	215.13	0.00	0	0.000	23474.76	0.00
3	215.13	5.00	5378	0.092	23474.76	±2168.42
		Kt=	10935			

NIVEL 5, TECHO						
M	K (tn/cm)	Y _{cr} (m)	K(Y _{cr}) ²	τ (m ⁻¹)	TA _x (kg-m)	Q _T (kg)
A	8.20	3.30	89	0.0023	11768.54	±27.36
B	8.20	0.00	0	0.0000	11768.54	0.00
C	8.20	3.30	89	0.0023	11768.54	±27.36
M	K (tn/cm)	X _{cr} (m)	K(X _{cr}) ²	τ (m ⁻¹)	TA _y (kg-m)	Q _T (kg)
1	215.13	5.00	5378	0.092	17609.22	±1626.60
2	215.13	0.00	0	0.000	17609.22	0.00
3	215.13	5.00	5378	0.092	17609.22	±1626.60
		Kt=	10935			

Los valores de Q_T obtenidos se representan con el signo " \pm " el cual

indica que se deben verificar los dos posibles sentidos de la fuerza.

Cuando se realiza un análisis por marco sin tomar en cuenta el aporte de los marcos perpendiculares conectados a este, La fuerza horizontal total sobre cada marco es la suma en valores absolutos tanto de Q_k y Q_T .

Si por el contrario se realiza un análisis en tres dimensiones, considerando el aporte de los marcos interconectados, se debe analizar simulando la torsión, por ejemplo, en el marco "A" con el corte $+Q_T$ mientras que el marco "C" se le asigna el corte $-Q_T$.

2.5 Análisis Lineal Elástico Dinámico

El objetivo primordial del estudio dinámico de una estructura consiste en tratar de predecir el comportamiento de la misma para establecer el grado de seguridad frente al colapso.

En el análisis del sismo es necesario **estudiar las fuerzas de inercia generadas al producirse una aceleración en la cimentación de la estructura**. Para ello se debe determinar cuál es la historia de

aceleraciones en una localización determinada, y analizar como las mismas se transmiten en forma de fuerzas.

El análisis modal es un proceso mediante el cual se **describe una estructura** en términos de sus **propiedades dinámicas o parámetros modales que son la frecuencia, el amortiguamiento y los modos de vibración**. Todas las estructuras poseen frecuencias naturales y modos de vibración, que dependen básicamente de la **masa y de la rigidez de la estructura**.

En el diseño es necesario identificar estas frecuencias y conocer cómo afectan a la respuesta de la estructura cuando una fuerza actúa sobre la misma.

2.5.1 Espectro de diseño

El método modal espectral es el más usado universalmente para **determinar las fuerzas sísmicas**, debido a que los espectros sísmicos son fácilmente generalizables y normalizables.

Además, el método permite determinar espectros envolventes que representen la sismografía de una zona geográfica y evita realizar

múltiples combinaciones a partir de cálculos evolutivos sobre múltiples acelerogramas de cálculo.

El análisis modal espectral se debe hacer para el espectro de diseño siguiente:

$$S_a = \frac{2.75A_0I}{R} \left[\frac{T'}{T} \right]^n \left[\frac{0.05}{\xi} \right]^{0.4} \leq IgC_{max} \quad (B5.1)$$

Donde:

T = período de vibración del modo considerado

El análisis debe **incluir suficientes modos de vibrar** para que la suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis, sea igual o superior al **90% de la masa total**.

Un modo de vibración es un patrón o forma característica en el que vibrará un sistema. **Los modos de vibración y periodos son parámetros intrínsecos de una estructura**, no dependen directamente de las acciones a la que esta está sujeta la estructura, pero sí de la masa que se definió de esas acciones y de los elementos que la constituyen. Una estructura tendrá tantos modos de vibración y respectivos periodos, tanto cuantos grados de libertad dinámicos posea dicha estructura.

En sistemas estructurales con presencia de **diafragmas horizontales** rígidos, se consideran **tres grados de libertad dinámica** por nivel. **Dos traslacionales y uno torsional**.

En lo que respecta al **periodo fundamental de vibración** de un edificio es un parámetro clave para el diseño sísmico de una estructura.

Este **corresponde al periodo del modo de vibración donde interactúa la mayor cantidad de masa** ante la carga cíclica. Se debe configurar la estructura de tal forma que el **periodo fundamental sea de tipo traslacional**. Idealmente un modo de vibración de involucre torsión debe excitar la menor cantidad de masa posible; esto con la finalidad de evitar fallas graves en la edificación.

2.5.2 Uso del espectro de diseño

El espectro de diseño se utiliza como método gráfico para **obtener las fuerzas sísmicas mínimas que afectan a la estructura** de una edificación, ya sea existente o no.

Por lo tanto, se debe construir un **gráfico que está en función** del tipo de **deposito de suelo** donde se va a

fundar la estructura, del **material** que conforma la estructura, del **sistema estructural** a utilizar, del **uso de la edificación** y del **amortiguamiento** de la estructura.

Para construir el gráfico correspondiente al espectro de diseño se debe utilizar la ecuación **B5.1**. Las variables están función de lo descrito anteriormente. Se grafica en función del periodo **T**, el cual vamos variando y obteniendo valores de **S_a**.

Una vez obtenido el espectro de diseño se deben **calcular los periodos de los modos de vibración para los cuales interactúan al menos el 90%** de la masa sísmica.

Con cada uno de estos periodos, vamos al gráfico y obtenemos un valor **S_a** correspondiente a cada modo de vibración. El valor de **S_a** está en **función de la aceleración de gravedad**. Recordemos entonces la tercera ley de Newton **F = ma**, donde la masa corresponde a al peso de la edificación y la aceleración corresponde al valor de S_a. Por lo que se obtiene una **fuerza basal horizontal para cada modo de vibración**.

2.5.3 Ejemplo B5.1

Tomaremos el ejemplo B4.1 para el desarrollo del espectro de diseño y el cálculo de las fuerzas sísmicas.

Parámetros Sísmicos Dirección "X"

Zona Sísmica = 3

A₀ = 0.40g, según Tabla 2.6.1

A₀ = 3.92 m/s²

R = 5

T' = 0.62 s, según Tabla 2.6.2

n = 1.80

ξ = 0.03, Según Tabla 2.6.3

I = 1.20, Según Tabla 1.4.2.1

C_{max} = 0.23, Según Tabla 2.6.4a

$$S_a = \frac{2.75A_0I}{R} \left[\frac{T'}{T} \right]^n \left[\frac{0.05}{\xi} \right]^{0.4} \leq IgC_{max}$$

$$S_a = \frac{2.75 \times 3.92 \times 1.20}{5} \left[\frac{0.62}{T} \right]^{1.80} \left[\frac{0.05}{0.03} \right]^{0.4} \leq 1.20 \times 9.81 \times 0.23$$

$$S_a = 3.18 \left[\frac{0.62}{T} \right]^{1.80} \leq 2.71$$

Luego se procede a graficar el valor de S_a en función de T que es una función de tipo racional delimitada por un valor máximo de 2.71.

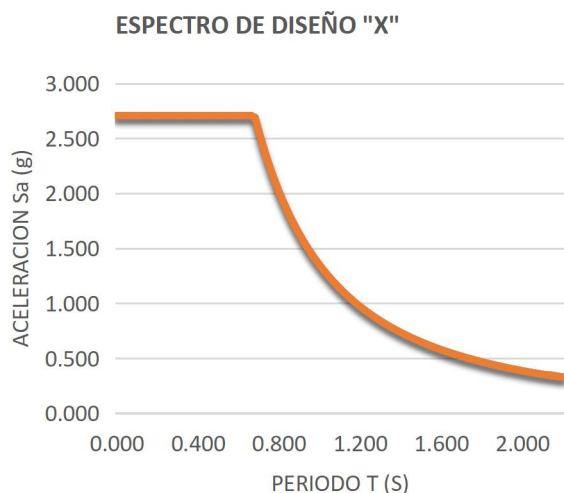


Gráfico B5.1. Espectro de diseño en "X".

Parámetros Sísmicos Dirección "Y"

Zona Sísmica = 3

$A_0 = 0.40g$, según Tabla 2.6.1

$A_0 = 3.92 \text{ m/s}^2$

$R = 5$

$T' = 0.62 \text{ s}$, según Tabla 2.6.2

$n = 1.80$

$\xi = 0.03$, Según Tabla 2.6.3

$I = 1.20$, Según Tabla 1.4.2.1

$C_{max} = 0.23$, Según Tabla 2.6.4a

$$S_a = \frac{2.75A_0I}{R} \left[\frac{T'}{T} \right]^n \left[\frac{0.05}{\xi} \right]^{0.4} \leq IgC_{max}$$

$$S_a = \frac{2.75 \times 3.92 \times 1.20}{5} \left[\frac{0.62}{T} \right]^{1.80} \left[\frac{0.05}{0.03} \right]^{0.4} \leq 1.20 \times 9.81 \times 0.23$$

$$S_a = 3.18 \left[\frac{0.62}{T} \right]^{1.80} \leq 2.71$$

Luego se procede a graficar el valor de S_a en función de T que es una función de tipo racional delimitada por un valor máximo de 2.71.

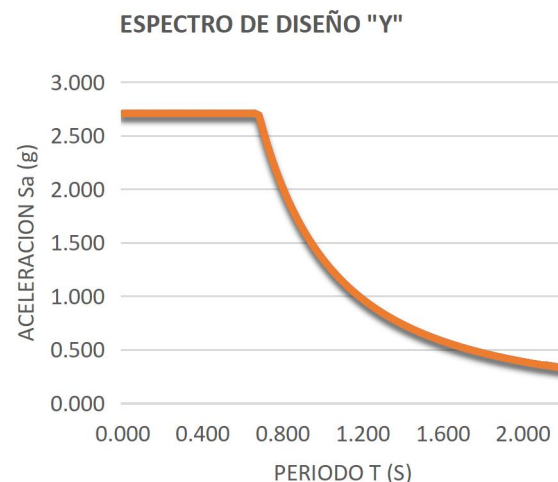


Gráfico B5.2. Espectro de diseño en "Y".

Para esta edificación el espectro de diseño es igual en ambas direcciones.

Periodos de Vibración

Para ello debemos determinar la cantidad de periodos de vibración que interactúen con al menos el 90% de la masa de la edificación.

Se consideran tres grados de libertad por nivel debido a la presencia de la placa colaborante en cada nivel de la edificación que sirve de diafragma rígido. Se tienen cuatro (04) niveles y tres grados de libertad dinámicos por cada uno de ellos, por lo tanto, se deben considerar al menos 12 modos de vibración.

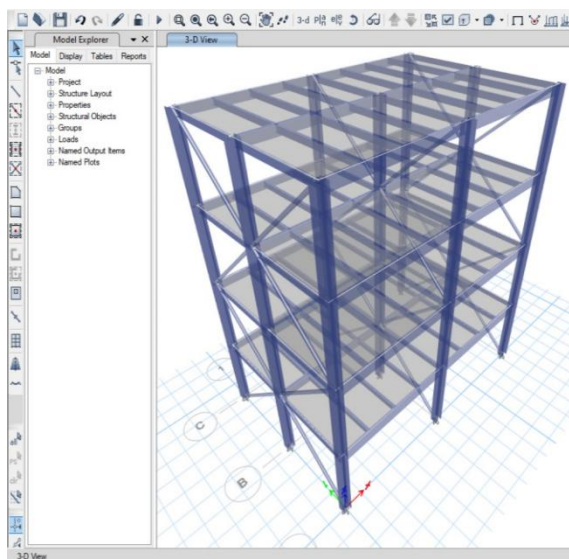


Figura B5.1. Modelo 3D

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	0.249	0.7931	0	0	0.7931	0
Modal	2	0.216	0	0	0	0.7931	0
Modal	3	0.18	0.0104	0	0	0.8035	0
Modal	4	0.1	0	0.6281	0	0.8035	0.6281
Modal	5	0.089	0	0	0	0.8035	0.6281
Modal	6	0.081	0	0.2093	0	0.8035	0.8374
Modal	7	0.074	0.0854	0	0	0.889	0.8374
Modal	8	0.072	0	0	0	0.889	0.8374
Modal	9	0.071	0	0	0	0.889	0.8374
Modal	10	0.07	0	0	0	0.889	0.8374
Modal	11	0.069	0	0	0	0.889	0.8374
Modal	12	0.069	0.0425	0	0	0.9315	0.8374
Modal	13	0.064	0	0	0	0.9315	0.8374
Modal	14	0.057	0	0.0339	0	0.9315	0.8712
Modal	15	0.056	0	0.005	0	0.9315	0.8762
Modal	16	0.055	0	0.00002021	0	0.9315	0.8762
Modal	17	0.048	0	0.0244	0	0.9315	0.9006
Modal	18	0.04	0.0225	0	0	0.954	0.9006
Modal	19	0.034	0	0	0	0.954	0.9006
Modal	20	0.034	0.0292	0	0	0.9833	0.9006
Modal	21	0.032	0	0.0094	0	0.9833	0.91
Modal	22	0.029	0	0	0	0.9833	0.91
Modal	23	0.028	0	0.0712	0	0.9833	0.9812
Modal	24	0.026	0.0061	0	0	0.9893	0.9812

Tabla B5.1. Masa Participativa.

Para un primer análisis considerando solo 12 periodos de vibración en la dirección "Y" solo participa el 83.74% de la masa de la edificación. Por lo tanto, se debe aumentar la cantidad de modos de vibración hasta garantizar que interactúe al menos el 90% de la masa en ambas direcciones.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	0.249	0.7931	0	0	0.7931	0
Modal	2	0.216	0	0	0	0.7931	0
Modal	3	0.18	0.0104	0	0	0.8035	0
Modal	4	0.1	0	0.6281	0	0.8035	0.6281
Modal	5	0.089	0	0	0	0.8035	0.6281
Modal	6	0.081	0	0.2093	0	0.8035	0.8374
Modal	7	0.074	0.0854	0	0	0.889	0.8374
Modal	8	0.072	0	0	0	0.889	0.8374
Modal	9	0.071	0	0	0	0.889	0.8374
Modal	10	0.07	0	0	0	0.889	0.8374
Modal	11	0.069	0	0	0	0.889	0.8374
Modal	12	0.069	0.0425	0	0	0.9315	0.8374
Modal	13	0.064	0	0	0	0.9315	0.8374
Modal	14	0.057	0	0.0339	0	0.9315	0.8712
Modal	15	0.056	0	0.005	0	0.9315	0.8762
Modal	16	0.055	0	0.00002021	0	0.9315	0.8762
Modal	17	0.048	0	0.0244	0	0.9315	0.9006
Modal	18	0.04	0.0225	0	0	0.954	0.9006
Modal	19	0.034	0	0	0	0.954	0.9006
Modal	20	0.034	0.0292	0	0	0.9833	0.9006
Modal	21	0.032	0	0.0094	0	0.9833	0.91
Modal	22	0.029	0	0	0	0.9833	0.91
Modal	23	0.028	0	0.0712	0	0.9833	0.9812
Modal	24	0.026	0.0061	0	0	0.9893	0.9812

Tabla B5.2. Masa Participativa.

Al duplicar la cantidad de modos de vibración, es posible conseguir una cantidad suficiente para que interactúe hasta un 98% de la masa en ambas direcciones. Nótese que para efectos normativos es suficiente con considerar 12 modos de vibración, en la dirección "X" y 17 en el sentido "Y".

2.5.4 Superposición modal

Los esfuerzos y deformaciones sísmicas se deben calcular superponiendo los valores máximos modales por el método de la Superposición Cuadrática Completa. Este método que fue publicado en 1981 por Wilson, Der Kiureghian, y

Bayo en "A replacement for the SRSS Method in seismic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Está basado en la teoría de vibración aleatoria. Considera los efectos del amortiguamiento a través del término C_{ij} en la combinación de las respuestas modales. Este criterio considera la posibilidad de acoplamiento entre los modos de vibración.

$$S = \sqrt{\sum_i \sum_j C_{ij} S_i S_j} \quad (B5.2)$$

$$C_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{1.50}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)} \quad (B5.3)$$

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad (B5.4)$$

Donde:

S = Combinación Modal

S_i, S_j = Valores máximos de las contribuciones de los modos i, j

C_{ij} = coeficiente de acoplamiento entre los modos i y j

ξ = razón de amortiguamiento determinada de Tabla B6.3

T_i, T_j = Periodos de los modos i y j

1. Ejemplo B5.2

Tomaremos el ejemplo B4.1 para el desarrollo de la superposición Modal. Se pide determinar el cortante basal máximo en cada dirección y el agulo

de excitación crítico que afecta la edificación.

TABLE: Base Reactions			
Output Case	Step Number	FX	FY
		kgf	kgf
Modal	1	273.47	0.00009898
Modal	2	0	0.0001452
Modal	3	-60.07	0.0007292
Modal	4	0	-1518.15
Modal	5	-0.0004346	0.0002568
Modal	6	-0.0001539	1317.13
Modal	7	-1010.38	-0.001139
Modal	8	-0.0001118	-0.000228
Modal	9	0.000265	-0.0006106
Modal	10	0.0009205	-0.0009544
Modal	11	-0.0006269	0.0006823
Modal	12	827.39	0.00005047

Tabla B5.3. Cortante basal para cada modo de vibración.

Cortante Basal Dirección "X"

Para el cálculo del cortante total por el método de superposición modal se realiza mediante la ecuación B5.2.

$$S = \sqrt{\sum_i \sum_j C_{ij} S_i S_j}$$

En el caso de cálculo de combinación de fuerzas en una dirección, se convierte en la solución particular de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SSRS, por sus siglas en inglés) esto debido a que el valor r es igual a la unidad. Es decir:

$$r = \frac{T_1}{T_1}; \frac{T_2}{T_2} \dots \frac{T_n}{T_n} = 1$$

Al sustituir el valor de $r = 1$ en la ecuación B5.3 el valor de C_{ij} también es igual a la unidad. Por lo que:

$$S = \sqrt{1xS_1xS_1 + 1xS_2xS_2 + \dots + 1xS_nxS_n}$$

Entonces, S_x es la suma de cada termino al cuadrado de la columna FX de la Tabla B5.3

$$S_x = 1335.60 \text{ kg}$$

Cortante Basal Dirección "Y"

En este caso ocurre exactamente igual que lo anteriormente descrito en el caso de la dirección "X". Por lo que:

$$S_y = 2009.88 \text{ kg}$$

2.6 Tablas para el Análisis Lineal

Zona Sísmica	A_0
1	0.20g
2	0.30g
3	0.40g

Tabla 2.6.1. Aceleración Efectiva Máxima.

Tipo de Suelo	T' (s)	n
I	0.20	1.00
II	0.35	1.33
III	0.62	1.80
IV	1.35	1.80

Tabla 2.6.2. Parámetros que dependen del tipo de suelo.

Sistema Resistente	ξ
Manto de acero soldado. chimeneas, silos, tolvas, tanques a presión, torres de proceso, cañerías, etc.	0.02
Manto de acero apernado o remachado	0.03
Marcos de acero soldados con o sin arriostamiento	0.02
Marcos de acero con uniones de terreno apernadas, con o sin arriostamiento	0.03
Estructuras de hormigón armado y albañilería	0.05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado puramente gravitacionales	0.05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales e incorporados en el modelo estructural	0.03
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas dilatadas de los elementos no estructurales	0.03
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones secas, dilatadas y no dilatadas, con conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno	0.03
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones secas, dilatadas y no dilatadas: con conexiones soldadas	0.02
Otras estructuras no incluidas o asimilables a las de esta lista	0.02

Tabla 2.6.3. Razones de amortiguamiento

Zona Sísmica 3			
R	C_{max}		
	$\xi = 0.02$	$\xi = 0.03$	$\xi = 0.05$
1	0.79	0.68	0.55
2	0.60	0.49	0.42
3	0.40	0.34	0.28
4	0.32	0.27	0.22
5	0.26	0.23	0.18

Tabla 2.6.4a. Valores máximos del coeficiente sísmico para zona sísmica 3.

Zona Sísmica 2			
R	C_{max}		
	$\xi = 0.02$	$\xi = 0.03$	$\xi = 0.05$
1	0.59	0.51	0.41
2	0.45	0.37	0.32
3	0.30	0.26	0.21
4	0.24	0.20	0.17
5	0.20	0.17	0.14

Tabla 2.6.4b. Valores máximos del coeficiente sísmico para zona sísmica 2.

Zona Sísmica 1			
R	C_{max}		
	$\xi = 0.02$	$\xi = 0.03$	$\xi = 0.05$
1	0.40	0.34	0.28
2	0.30	0.25	0.21
3	0.20	0.17	0.14
4	0.16	0.14	0.11
5	0.13	0.12	0.09

Tabla 2.6.4c. Valores máximos del coeficiente sísmico para zona sísmica 1.