

Índice

1. Estructuras sismorresistentes	2
1.1. Métodos de evaluación: verificación simplificada	2
1.2. Método estático	2
1.2.1. Aplicabilidad del método estático	2
1.2.2. Espectro sísmico	3
1.2.3. Cálculo de periodo	4
1.2.4. Establecer factor de reducción último R	4
1.2.5. Formula base	5
1.2.6. Fuerzas laterales	5
1.2.7. Verificación de esfuerzos torsionales	5
1.2.8. Combinación de acciones ELU	5
1.2.9. Verificar deformaciones	5
1.3. Arriostramiento de fundaciones	5
1.3.1. Centro de rigidez	5
1.3.2. Movimiento oblicuo	6
1.3.3. Análisis de casos	7
1.4. Método de análisis tridimensional de estructuras	7
1.4.1. Estructura y sub-estructura	7
1.4.2. Análisis de movimiento plano	7
1.4.3. Análisis de movimiento oblicuo	9
2. Rigideces de elementos	9
3. Tabiques de hormigón armado	9
3.0.1. Armadura mínima	9
3.0.2. Diseño empírico	10
3.0.3. Dimensionamiento a corte	11

1. Estructuras sismorresistentes

[Clase 1 \(20210420\)](#) [Clase 2 \(20210427\)](#)

El reglamento pertinente es el Reglamento CIRSOC 103, que tiene tanto comentarios como sus distintas partes.

Se parte de un mapa desde donde se registra la zonificación sísmica argentina, desde donde se verá el tipo de actividad esperada. También es importante la clasificación del suelo sobre el que nos encontramos, por ejemplo con el ensayo SPT. Por último, según el tipo de la construcción y su destino se lo clasifica entre A_o , A , B , C , donde cada uno será afectado con un coeficiente de seguridad γ . Todo esto se encuentra en el Cap. 2 del CIRSOC 103.

1.1. Métodos de evaluación: verificación simplificada

Definida en 2.7.1. destinada a estructuras de baja altura. Ver. El proceso consiste:

1. Encontrar el coeficiente sísmico de diseño como $C = C_n \gamma_r$. Depende el C_n de la zona sísmica.
2. Resultante de las fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte en la base de la construcción como $V_o = C * W$.

El valor de W se calcula como $W = \Sigma W_i$, por lo que dependiendo de la altura se tendrán distintos pesos W , incrementando la magnitud de las fuerzas horizontales.

1.2. Método estático

La acción sísmica se considera equivalente a la acción de un sistema de fuerzas, paralelo a la dirección analizada y aplicada en los centros de las masas que conforman el modelo estructural.

Este método está limitado por lo siguiente:

Zona sísmica	Altura máxima (m)		
	A_o	A	B
3 y 4	12	30	45
0, 1 y 2	16	45	60

Luego de verificar esto, se requiere:

1. Ubicar la zona sísmica de la estructura.
2. Adoptar un factor de riesgo.
3. Evaluar aplicabilidad del método estático

1.2.1. Aplicabilidad del método estático

Además del tema de la altura, se deben verificar aspectos tales como:

Regularidad en planta se debe considerar la regularidad torsional, continuidad de los elementos resistentes y ortogonalidad o simetría de los elementos resistentes.

Una estructura es irregular cuando la respuesta en cada sentido provoque una rotación de la misma, lo que puede crear una concentración de esfuerzos en una determinada zona y puede provocar otros problemas.

Regularidad en altura se debe tener una regularidad en la rigidez, masas, dimensiones horizontales, configuración vertical de los elementos resistentes y resistencia lateral.

Es importante la regularidad de la rigidez, porque se pueden dar ciertos Δ en la inclinación de la estructura, y que puede dar problemas en la estabilidad. Eso se da, por ejemplo, porque un piso sea mucho más flexible que otro.

Todo esto queda definido en la siguiente tabla:

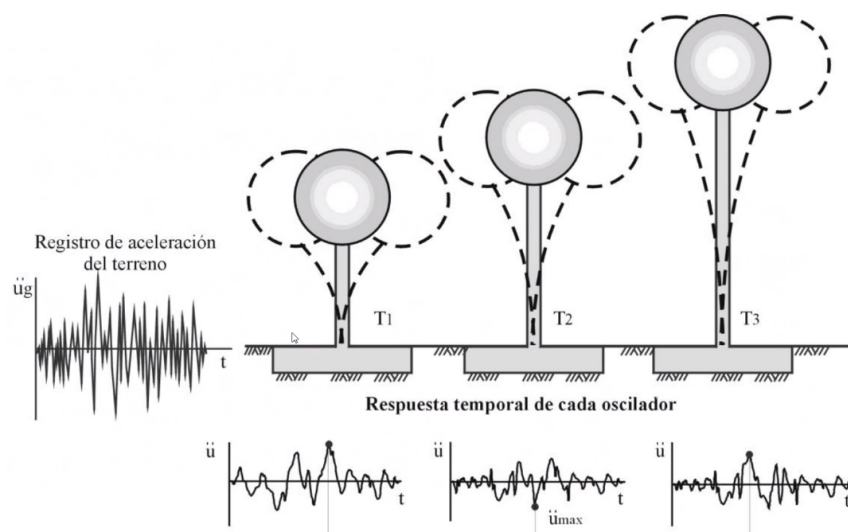
Tabla 2.5. Condiciones para la aplicación del método estático

Zona sísmica	Altura máxima de la Construcción (m)			Regularidad en planta Tabla 2.3 – Línea			Regularidad en altura Tabla 2.4 – Línea		
	A_o	A	B	A_o	A	B	A_o	A	B
3 y 4	12	30	45	$1_a, 3_a, 4_a$	$1_b, 4_a$	1_b	$1_a, 2, 3, 5_a$	$1_b, 2, 3, 5_a$	$1_b, 2, 3, 5_a$
0*, 1 y 2	16	45	60	1_b	1_b	1_b	$1_a, 2, 3$	$1_b, 2, 3$	$1_b, 2, 3$

(*) Construcciones de la **zona 0** para las que es exigible la aplicación completa del reglamento.

1.2.2. Espectro sísmico

Depende de la respuesta temporal de cada estructura, que nos dará un valor de deformación, velocidad, etc en el tiempo.



Lo que nos importará de este diseño será la máxima amplitud A , que en estos casos se ve delineado con u_{max} . La ejecución de uno de estos esquemas es muy complicado, por lo que el reglamento permite el uso de $N_v = 1,2$ y $N_a = 1$, y a partir de la tabla 3.1 nos permite adoptar los valores de a_s , C_a y C_v .

Tabla 3.1 Valores de a_s , C_a y C_v para las distintas zonas sísmicas y tipos espectrales

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,3t$		$a_s = 0,2t$		$a_s = 0,1t$		$a_s = 0,0t$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (S_A, S_B, S_C)	$0,37N_a$	$0,51N_v$	$0,29N_a$	$0,39N_v$	$0,18$	$0,25$	$0,09$	$0,13$
2 (S_D)	$0,40N_a$	$0,59N_v$	$0,32N_a$	$0,47N_v$	$0,22$	$0,32$	$0,12$	$0,18$
3 (S_E)	$0,36N_a$	$0,90N_v$	$0,35N_a$	$0,74N_v$	$0,30$	$0,50$	$0,19$	$0,26$

Luego, conocidos estos valores podemos obtener el valor de T_2 que es el período característico del espectro:

$$T_2 = \frac{C_v}{2,5 * C_a}$$

$$T_1 = 0,2 * T_2.$$

Por último, según sección 3.5.1. obtenemos el valor de S_a , que son las ordenadas del espectro elástico. Dependerá de T , T_1 y T_2 .

1.2.3. Cálculo de periodo

Conocido los valores ya vistos en Section 1.2.2, es posible encontrar el valor de T como:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{\Sigma * W_i u_i^2}{g * \Sigma * F_i * u_i}}.$$

El valor de u_i es el corrimiento para la fuerza F_i . Donde el valor de F_i es la fuerza sísmica horizontal F_i aplicada en el baricentro de la carga gravitatorio como:

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\Sigma W_i * h_i}.$$

El valor del período obtenido debe verificar la siguiente ecuación:

$$T \leq C_u * T_a$$

$$T_a = C_f * H^x.$$

Donde el valor de C_u depende del valor de a_s y el valor de C_s y x salen de la tabla 6.3 de CIRSOC 103.

Tabla 6.2. Valores de C_r y x para la determinación del periodo fundamental aproximado

Tipo Estructural	C_r	x
Sistemas tipo pórtico de acero que resisten el 100% del corte basal requerido sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0724	0,80
Sistemas tipo pórtico de hormigón armado que resisten el 100% del corte basal sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0466	0,90
Sistemas tipo pórticos de acero con diagonales excéntricas o diagonales de pandeo restringido.	0,0731	0,75
Otros sistemas estructurales	0,0488	0,75

1.2.4. Establecer factor de reducción último R

Según el tipo de estructura, se debe definir el factor de reducción por comportamiento último R como:

$$R = \frac{V_E}{V_s}.$$

Este valor se ve relacionado con la ductilidad de la estructura.

1.2.5. Formula base

Conociendo la zona sísmica y el factor de riesgo, se puede obtener el valor del corte basal de la siguiente forma:

$$V_o = C * W \quad (\text{Corte en base})$$

$$W = \Sigma W_i.$$

Donde W es el peso de la estructura, y C un coeficiente sísmico de diseño, que se obtiene de las expresiones del CIRSOC 103 en el apartado 6.2.2 en función del período fundamental de la estructura:

$$C = 2,5C_a\gamma_r/R \quad \longrightarrow \text{ para } T \leq T_2$$

$$C = S_a\gamma/R \quad \longrightarrow \text{ para } T \geq T_2$$

$$C \geq 0,8 * a_s * N_v/R \quad \longrightarrow \text{ para zona 3 y 4}$$

$$C \geq 0,11C_a * \gamma_r \quad \longrightarrow \text{ para zonas 0, 1 y 2.}$$

1.2.6. Fuerzas laterales

Por último, teniendo todo lo anterior, es necesario adoptar sobrecargas por piso según reglamento CIRSOC 101, obtener la carga gravitatorio por piso y total W de la siguiente forma:

$$W_i = D_i + \Sigma f_i * L_i + f_2 * S_i.$$

Y podemos obtener la fuerza basal como:

$$F_k = \frac{W_k * h_k * V_c}{\Sigma W_i * h_i}.$$

1.2.7. Verificación de esfuerzos torsionales

1.2.8. Combinación de acciones ELU

Debemos considerar esto de la siguiente forma:

1.2.9. Verificar deformaciones

Se hace según sección 6.4 y 8.4. Es necesario verificar las hipótesis de diafragma rígido.

1.3. Arriostramiento de fundaciones

Este tema se desarrolla en el Arti 9.2.4. del reglamento 103. Las fundaciones estructurales aisladas como bases y pilotes, deben vincularse mediante un sistema de arriostramiento que limite los desplazamiento relativos entre los puntos de apoyo de la superestructura.

Para el diseño de estos arriostramientos se debe tener en cuenta ciertos criterios.

1.3.1. Centro de rigidez

Se puede determinar mediante ecuaciones tales como:

$$y_{cr} = \frac{\Sigma K_{xi} * y_i}{\Sigma K_{xi}}$$

$$x_{cr} = \frac{\Sigma K_{yi} * x_i}{\Sigma K_{yi}}.$$

La importancia de este punto es que debemos intentar hacer coincidir la resultante de las cargas con este punto.

Además, podemos obtener los momentos de primer orden de rigideces como:

$$S_x = \Sigma K_{xi} * X_{cr}$$

$$S_y = \Sigma K_{yi} * Y_{cr}.$$

1.3.2. Movimiento oblicuo

Si se diera que no coinciden el centro de rigidez con la recta de acción de la fuerza horizontal exterior, se produce una excentricidad que da lugar a la aparición de un momento torsor que provocará una rotación.

En el caso general, las fuerzas horizontales de planta provocan esfuerzos de corte, que se descompone en dos direcciones y un momento torsor. Se produce un desplazamiento, medido como δ_x , δ_y y un rotación ϕ .

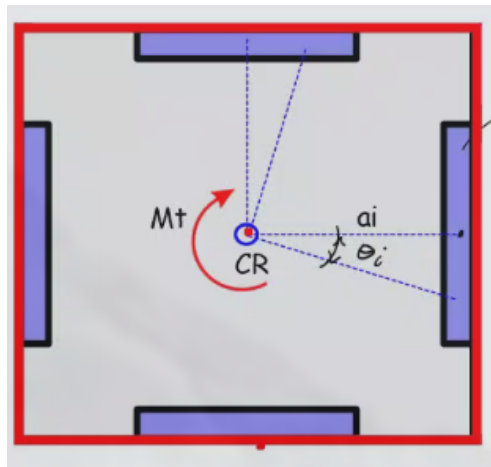


Figura 1: Esquema.

De esto podemos ver que el corrimiento será:

$$Q_i = K_i * \Delta_i \longrightarrow Q_i = \frac{\theta_i}{K_i}.$$

Donde en este caso, podemos distinguir, desde la imagen, que:

$$\Delta_i = \theta_i * a_i$$

$$\theta_i = \frac{\Delta_i}{a_i}.$$

Reemplazando las dos ecuaciones anteriores, podemos llegar a lo siguiente:

$$\theta = \theta_i = \frac{\Delta_i}{a_i} = \frac{\theta_i}{k_i * a_i}.$$

Por otro lado, sabemos que:

$$Q_i = K_i * \Delta_i = K_i * \theta * a_i$$

$$M_i = Q_i * a_i = K_i * \theta * a_i.$$

Planteando equilibrio de momentos en el centro de rigidez:

$$M_t = \Sigma M_i = \Sigma K_i * a_i * \theta$$

$$\theta = \frac{M_t}{\Sigma K_i * a_i}.$$

Igualando las dos expresiones de θ , podemos despejar:

$$\frac{M_t}{\Sigma K_i * a_i} = \frac{Q_i}{K_i * a_i}$$

$$Q_i = M_t * \frac{K_i * a_i}{\Sigma K_i * a_i} = M_t = \frac{K_i * a_i}{J_r}.$$

Donde J_r es un momento polar de las rigideces.

1.3.3. Análisis de casos

En un sistema conformado solamente por tabiques, es posible la utilización de las formulas encontradas anteriormente (y también dadas en las diapositivas del profesor).

Si el sistema se compone de dos subestructuras verticales, el problema es isostático, y la distribución de cargas depende únicamente de su ubicación.

1.4. Método de análisis tridimensional de estructuras

La distribución de fuerzas dinámicas debido a acciones dinámicas puede ser resuelto mediante métodos iterativos o elementos finitos. Lo más frecuente es recurrir a los primeros, reservando la segunda para casos muy particulares.

1.4.1. Estructura y sub-estructura

Denominamos **estructura** de un edificio al esqueleto resistente del mismo, destinada a transferir las diversas cargas a la fundación.

Para su análisis, se la descompone en **sub-estructuras**, contenidas en planos verticales y horizontales. Dentro de estas, podemos considerar los planos correspondientes a pisos o techos de edificio, que además de resistir fuerzas verticales de peso propio y sobrecarga, también soporten fuerzas horizontales y las trasmitan a las subestructuras verticales vinculadas a las mismas.

1.4.2. Análisis de movimiento plano

Un edificio tiene un **movimiento plano** cuando todas las subestructuras horizontales poseen un movimiento de traslación paralelo a una misma dirección. En este caso se considera que los pisos no rotan, y solo se desplazan un valor u_i .

Si consideramos f_i la fuerza exterior aplicada en el nivel i , que se une en un vector $f = \{f_1, f_2, \dots, f_n\}$. Los desplazamientos en cada planta también serán $u = \{u_1, u_2, \dots, u_n\}$. Podemos considerar conocida la matriz de rigidez de la subestructura, que denominamos K_p , y consideramos por último las fuerzas f_p que reúne las fuerzas exteriores sobre p .

De lo conocido de Análisis Estructural I, podemos desarrollar las siguientes ecuaciones matriciales:

$$f = k_i * u_i$$

$$u = k_i^{-1} * f.$$

Esto nos permite la determinación de los desplazamientos.

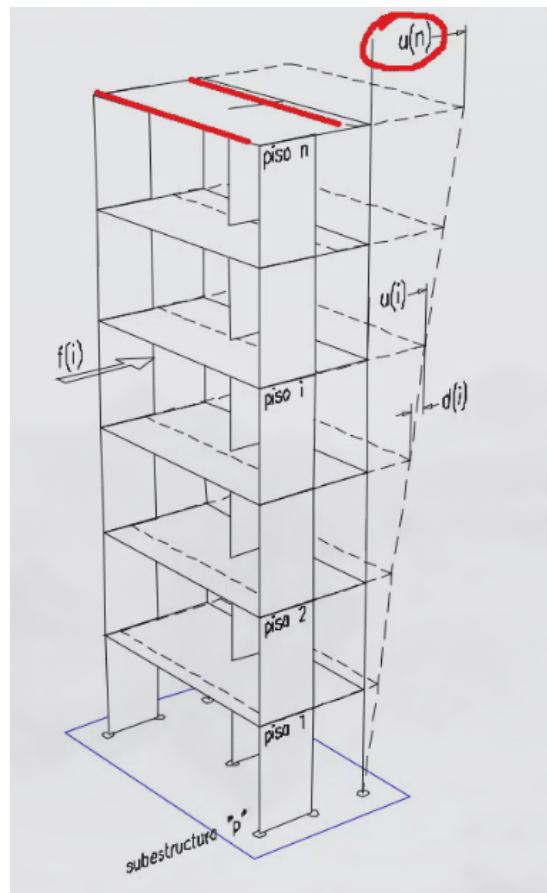


Figura 2: Estructura con movimiento plano

1.4.3. Análisis de movimiento oblicuo

2. Rigideces de elementos

Cuando consideramos los conjuntos de desplazamientos horizontales u , verticales v y torsionales θ , podemos encontrar el corrimiento local de una subestructura como:

$$u_p = -u * \sin \phi * P + v * \cos \phi * p + \theta * r_p.$$

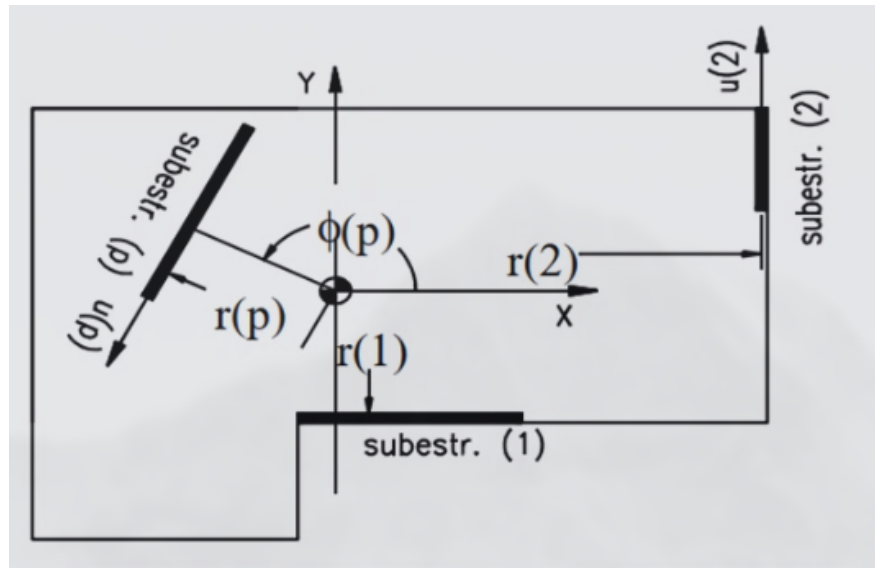


Figura 3: Diagrama para ecuación

3. Tabiques de hormigón armado

Se desarrollan en el capítulo 14 del CIRSOC 201. Los tabiques están normalmente sometidos a carga axial, con o sin flexión, o pueden trabajar como muros de corte.

La longitud total de un tabique l_w que se considera efectiva cada carga concentrada, debe ser:

$$l_w \leq \begin{cases} \text{- que la distancia entre los centros de carga} \\ \text{- que el ancho del elemento o apoyo que transmite} \\ \text{las cargas concentradas más cuatro veces el espesor del tabique} \end{cases}.$$

Debemos tener en cuenta que este valor l_w será distinto y menor al ancho real de d , como se muestra en Figure 4

Y donde el espesor del tabique, denominado h , será:

$$h \geq \begin{cases} 10 \text{ cm} \\ \min\left(\frac{l}{25}, \frac{l_w}{25}\right) \end{cases}.$$

Donde el valor de l es la altura de piso a techo de cada tramo.

3.0.1. Armadura mínima

La cuantía mínima de la armadura vertical referida a la sección completa dependerá si es un muro que solo está sometido a esfuerzos axiales o se consideran esfuerzos de corte.

Se debe cumplir que ρ_l :

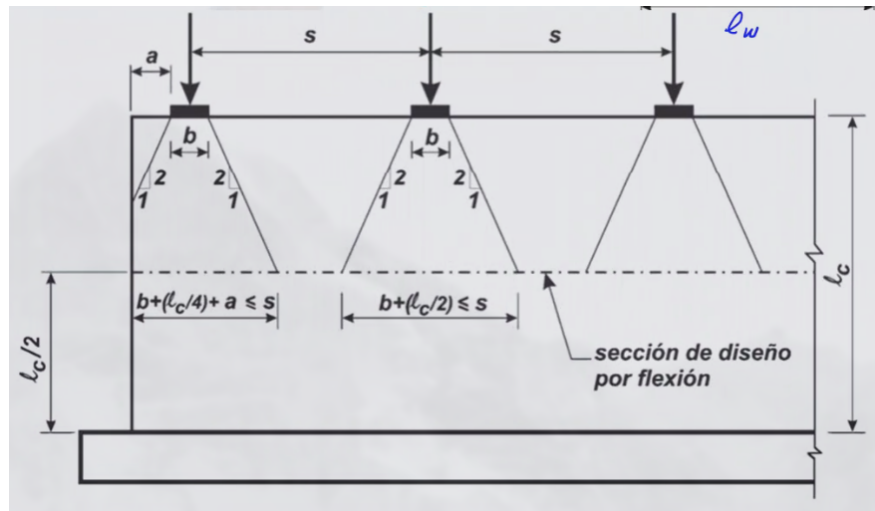


Figura 4: Ancho efectivo con cargas distribuidas.

1. **0.0012** para barras o alambre conformados por $d_b \leq 16mm$ con $f_y \geq 420MPa$.
2. **0.0015** para otras barras conformadas con $d_b \geq 16mm$.
3. **0.0012** para mallas de acero soldadas de alambres lisos o conformados con $d_b \leq 16mm$.

La cuantía mínima para la armadura horizontal referida a la sección total, se debe cumplir que ρ_t :

1. **0.002** para barras conformados con $d_b \leq 16mm$ y con $f_y \geq 420MPa$
2. **0.0025** para otras barras conformadas con $d_b \geq 16mm$.
3. **0.002** para mallas de acero.

Además, siempre que se tenga un espesor mayor a 250mm de espesor, el mismo es necesario que este armado en ambas caras.

En cuanto a la separación tendrá que ser:

1. Igual o menor a tres veces el espesor del tabique.
2. Igual o menor a 300mm.

3.0.2. Diseño empírico

Si se toma el tabique bajo cargas gravitatorias y momentos que puede sea alrededor de su eje débil (es decir, no trabando a corte), podemos utilizar éste método.

Además se debe cumplir que:

- La resultante de todas las cargas concentradas este ubicada en el tercio central del espesor total del tabique.
- Se satisfagan condiciones geométricas mínimas.

Entonces, la resistencia axial de diseño de un tabique, se puede determinar como se ilustra en la expresión:

$$\phi * P_n = 0,55 * \phi * f'_c * A_g * \left(1 - \left(\frac{k * l_c}{32 * h} \right)^2 \right).$$

Donde podemos adoptar un valor de k , que es un factor de longitud efectiva, dependiendo de si el tabique esta arriostrado contra el desplazamiento lateral o no, de forma muy similar a como se hace en el pandeo, según la tabla del CIRSOC 201. Luego, las armaduras mínimas pueden ser obtenidas mediante diagramas de interacción $M_u - P_u$.

3.0.3. Dimensionamiento a corte

Para la verificación al corte, se debe hacer un procedimiento muy similar al procedimiento que se da en vigas. Primero, se considera una parte del valor de V_n como V_c , que estará prefijado según las formulas del capítulo 11 del CIRSOC 201, particularmente, las expresiones **11.10.6**.

Luego, se debe verificar las expresiones **11.29** y **11.30** para obtener los valores de V_c y verificar que se encuentre dentro de los parámetros ya determinados.