

PROCEDIMIENTO PROYECTO SISMORRESISTENTE

MÉTODOS ENERGÉTICOS SEGÚN EC-8 (V1. Enero 2025)

1. PLANTEAMIENTO GENERAL

El proyecto sismorresistente basado en el balance de energía según EC-8 2^a Generación (Parte 1-1 Reglas Generales y Acción sísmica, en adelante EC8 1-1 y Parte 1-2 Edificios, en adelante EC8 1-2) se basa en los siguientes aspectos generales:

1. En EC8-1-1 se contemplan cuatro Estados Límite (*Limit States, LS*): Operational (OP), Damage Limitation (DL), Significant Damage (SD) y Near Collapse (NC). No obstante, de forma operativa se contemplan dos análisis: bajo sismo frecuente para comprobar OP-LS y DL-LS y sismo de proyecto ($T_r = 475$ años) para comprobar SD-LS. En caso de comprobar NC-LS, se atenderá a las limitaciones establecidas en EC8 Parte 3 (se podría considerar como mínimo la limitación en deformaciones para NC-LS en elementos constructivos (giros en chord rotation) propuesta en 6.7.3 de EC8-1-1, aunque se requiere un dimensionamiento completo de las secciones para estimar los giros plásticos según formulación EC8-1-2). En este documento, se analiza el comportamiento de la estructura bajo los sismos frecuente, raro (proyecto) y muy raro.
2. La estructura que soporta las cargas gravitatorias se denomina estructura principal (EP). Si se incorporan disipadores de energía, se denomina sistema de disipación de energía (SDE).
3. **Criterio energético de proyecto:** Para cada uno de los LS será necesario verificar que la demanda de energía del sismo es inferior a la capacidad de la estructura. Para los OP-LS y DL-LS, la EP permanecerá en régimen elástico y, si se incorpora SDE, éste último tendrá un daño limitado (DL). Para SD-LS y NC-LS, se tendrá que evaluar la capacidad de disipación de energía de cada planta de la estructura para que, sumada a la de vibración elástica, sea superior a la demanda de energía por planta.
4. **Limitación de desplazamientos:** además del criterio energético, el EC-8 establece una limitación por desplazamiento relativo entre plantas ($d_{r,DL} \leq \lambda_{ns} h_s$ ver 6.3.2.2 Limitation of interstory drift EC8-1-2), orientado a limitar el daño en elementos no estructurales como fábricas de ladrillo. Se distinguen dos casos:
 - a. No existe fábrica de ladrillo que interactúe con la estructura, pues está aislada de la misma. Para la mayoría de estructuras de hormigón armado (RC), en 10.4.4 (EC8 1-2), el desplazamiento relativo entre plantas para SD-LS será $d_{r,SD} \leq 0.02h_s$, siendo h_s la altura entre plantas. Para DL-LS dicho artículo te deriva a que además coincide
 - b. Si existe fábrica de ladrillo que interactúe con EP (*infill panels*), es decir dicha fábrica no esté aislada de la estructura sino retacada en ella, como por ejemplo cerramientos de ladrillo macizo perforado, se debe cumplir para DL-LS lo estipulado en EC8-1-2 6.3.2.2, con $d_{r,DL} \leq 0.0035h_s$ para fábricas de ladrillo frágiles y con $d_{r,DL} \leq 0.01h_s$ para dúctiles (debe haber un error pues indica $0.001h_s$). Sin embargo, tanto en ese artículo como en 10.4.4 (EC8 1-2) remite a 7.4 (EC8 1-2) donde aparecen limitaciones específicas en función del tipo de fábrica para los estados límite OP, DL y SD (Tabla 7.1).

Por lo tanto, el criterio energético tiene que estar relacionado con la limitación de desplazamientos para un proyecto sismorresistente homogéneo.

2. PROCESO DE CÁLCULO

2.1. Filosofía del método basado en el balance de energía y operatividad

La filosofía de proyecto sismorresistente basado en fuerzas consiste en determinar un cortante elástico de planta mínimo, V_e (Fig. 1a, en este caso Varum et al. realizan pushover global del edificio completo, V_I-d_{roof} , pero por planta tendríamos el mismo concepto) tal que teniendo en cuenta la sobrerresistencia de varios factores (redistribución de la acción sísmica, $q_R = V_u/V_1$ donde V_1 formación primera rótula plástica, y otros factores como sobrerresistencia de materiales y exceso de sección sobre cálculo teórico, $q_S = V_1/V_e$), así como la capacidad de deformación y disipación de energía (q_D), se tenga una probabilidad elevada de alcanzar un valor último $V_u = q_S q_R V_e$ y un desplazamiento, $d_r = d_u = q_D dy$, para el que se forma un mecanismo plástico global de deformación (Fig. 1b). Si no se observa dicho mecanismo plástico global, la capacidad última se define como el d_r para el que la reducción de resistencia respecto al máximo alcanzado, V_u , es del 20% (Fig. 1c). El desplazamiento d_u se define como el estado límite último alcanzado localmente en elementos de la estructura debido a un exceso de rotación plástica induciendo a una caída de la resistencia por pandeo de armadura comprimida (*buckling*), entre otros fenómenos. A efectos de proyecto, tiene en cuenta la regla de igual desplazamiento (que considera que el desplazamiento final en elástico y en régimen elasto-plástico coinciden), mediante la cual se obtiene que $V_{e,u}^* = q_S q_R q_D V_e = qV_e$ (dado que $d_r = V_{e,u}^*/k = q_D$), donde $V_{e,u}^*$ es el cortante que se obtendría para un comportamiento elástico bajo la acción sísmica (S_e). Por tanto, $V_e = V_{e,u}^*/q$, razón por la cual se utiliza un espectro reducido S_e/q .

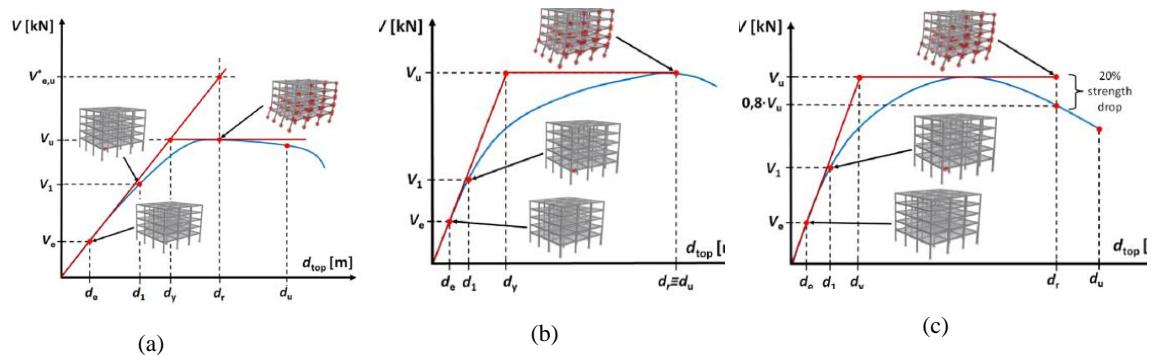


Fig. 1. Curva de capacidad y valores característicos para definir q_s , q_D y q_R (ver Varum et al. [1])

Con el método energético, teóricamente, se debería comprobar únicamente que la demanda de energía sea inferior a la capacidad de deformación elasto-plástica de la estructura. Sin embargo, en el EC8-1-2 (Sección 9.3.3.2 y 9.3.3.3) también se consideran los efectos de un sistema de fuerzas laterales, que contemplan los valores máximos que los disipadores de energía podrían alcanzar y que producen solicitudes en la estructura principal (Ecs. (1) y (2)). Por ejemplo, axiles que transmiten los disipadores a los pilares de la estructura principal. La Ecs. (1) sigue la distribución óptima de coeficiente cortante de fluencia, mientras que la Ec. (2) resulta de aplicación del método modal espectral.

$$F_{i1} = \left(V_{pD,1} + V_{dy,1} \right) \left\{ \left[\bar{m}_k + \frac{2T_{1,e}}{1+3T_{1,e}} (\sqrt{\bar{m}_k} - \bar{m}_k^2) \right] - \left[\bar{m}_{k+1} + \frac{2T_{1,e}}{1+3T_{1,e}} (\sqrt{\bar{m}_{k+1}} - \bar{m}_{k+1}^2) \right] \right\} \quad (1)$$

$$F_{im} = m_i \phi_{im} \Gamma_m S_e(T_m, 5\%) \eta(T_m, \xi_1) / q_s \quad (2)$$

donde los subíndices “1” de la Ec. (1), hacen referencia al primer modo, el k al número de planta e i al forjado entre plantas), siendo ésta última distribuida según la distribución óptima del coeficiente de esfuerzo cortante $\bar{\alpha}_{k,opt} = \alpha_k/\alpha_1$ —tomada de la norma japonesa BSL [2], donde $\alpha_k = (V_{pD,k} +$

$V_{dy,k})/(\bar{m}_k mg)$, $\alpha_1 = V_y/(\bar{m}mg)$ —considerando $V_u = V_y$ —y $\bar{m}_k \sum_{l=k}^N m_l / m$ siendo m la masa total y g la gravedad. $T_{l,e}$ es el período fundamental en régimen elástico. $V_{pD,k}$ es el cortante de planta en régimen elástico con los elementos RC sin fisurar de la planta k (ver Fig. 2 y Capítulo 9 de EC8-1-2 y Artículo Workshop Oporto [3]). Como se puede observar, el valor de cortante que resulta de aplicar las Ecs. (1) y (2) serían próximos a lo que Varum [1] define como V_e , es decir, localizado en el tramo lineal y elástico sin fisurar de la curva de capacidad. Se considera que existe un tramo de endurecimiento por deformación posterior a ese punto de forma parecida a la filosofía contemplada en el método basado en fuerzas en el que el cortante de proyecto es V_e , con un comportamiento plástico posterior gobernado por q en el que se incrementa V hasta alcanzar d_r .

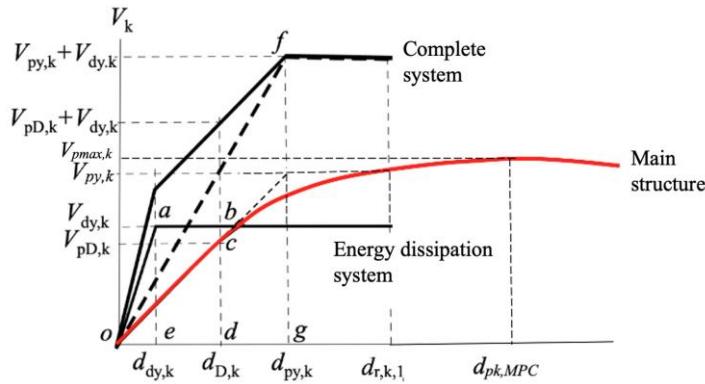


Fig. 2. Capacidad a cortante lateral frente al desplazamiento entre plantas de la planta k -ésima

Es un método de análisis multimodal (tomado, según Amadeo, de la ASCE), en el que se contempla que la estructura plastifique según modo 1 y permanezca en régimen elástico en el resto de modos de vibración (obsérvese que en la Ec. (2) solo se divide por q_s que es el factor de sobreresistencia). También se aprecia en la estimación de los desplazamientos entre plantas máximos esperables correspondientes al modo 1 y resto de modos (Ecs. (3) y (4)), donde se observa que para el primer modo (Ec. (3)) se contempla la componente plástica y en la Ec. (4) solo elástico. El valor de proyecto de las solicitudes (esfuerzos y desplazamientos) se obtendrá combinando la respuesta de cada modo según las reglas de combinación SRSS o CQC (sección 6.4.3.2 de EC8-1-1).

$$d_{r,k,1} = d_{py,k} + \left\{ \frac{E_{H,k}}{[4(V_{py,k} + V_{dy,k})]} \right\} ; \quad d_{i1} = \sum_{k=1}^{k=i} d_{r,k,1} \quad (3)$$

$$d_{im} = \Gamma_m S_{De}(T_m, 5\%) \eta(T_m, \xi_1) \phi_{im} \quad (4)$$

Cuando la estructura no tiene disipadores ($V_{dy,1} = 0$), esta distribución de fuerzas laterales se puede utilizar para proyectar una estructura sin disipadores por métodos energéticos. Es decir, obtendríamos un sistema de fuerzas estáticas equivalentes—como se obtiene para el método basado en fuerzas, con la peculiaridad de seguir el patrón determinado por una distribución óptima de resistencia lateral con la que se pretende obtener una distribución aproximadamente uniforme de la energía en forma adimensional. De esta forma, el valor de V_e (por planta) es tal que se pueda alcanzar un V_u y un d_r (Fig. 1) garantizando una capacidad de absorción y dissipación de energía de la estructura, determinándola explícitamente, sin utilizar factores como el de comportamiento, q .

Por lo tanto, para dimensionar los elementos RC frente a las acciones sísmicas con el método basado en el balance de energía, procederemos con sigue:

- 1) Se propondrá una distribución de fuerzas laterales según diferentes modos de vibración, que permitirá dimensionar los elementos RC.
- 2) Se verificarán los LS, estimando la capacidad de energía de vibración elástica y de disipación de energía de deformación plástica mediante análisis no-lineal (pushover, por ejemplo, aunque podríamos también realizar análisis dinámicos directos). Si no cumple, tendríamos que modificar el armado y/o dimensiones de elementos de (1) y volver a estimar la capacidad en términos de energía.

2.2. Armadura necesaria para soportar la acción sísmica

Procederemos como sigue:

- 1) Se calcula la armadura necesaria para soportar las acciones gravitatorias.
- 2) A partir del dimensionamiento obtenido para acciones gravitatorias, se deberá ir iterando para estimar la armadura necesaria correspondiente a la acción sísmica de proyecto, verificando si se alcanza el balance de energía necesario para cada LS. Para ello, se aplicarán las Ecs. (1) y (2), se obtendrán las solicitudes modales (momentos, cortantes y axiles) y las de proyecto, aplicando las reglas de combinación que permitirán obtener el dimensionamiento de los elementos constructivos así como las curvas de capacidad de planta y la energía que es capaz de absorber y disipar.

Como se puede apreciar, en la Ec. (1) es necesario estimar $V_{pD,I}$ (también $V_{dy,I}$ en caso de estructuras con disipadores). Por tanto, para estructuras RC sin disipadores ($V_{dy,k} = 0$) se procederá de como sigue:

- 1) Cálculo de la armadura para soportar acciones gravitatorias, con la combinación de cargas $1.35G+1.5Q$, donde G son las cargas permanentes y Q las sobrecargas.
- 2) Pushover analysis para determinar $V_{pD,k}$ de las curvas de capacidad. En modelos de rótulas plásticas concentradas, cuando se alcanza el valor del momento de fisuración en cada planta k . En modelos de fibras, cuando produce la primera fisura de la planta k debido a la acción lateral, es decir, otras diferentes a las gravitatorias.
- 3) Obtenemos F_{il} y F_{im} con las Ecs. (1) y (2) que corresponde a la acción sísmica $A_{Ed,ULS}$ en cada modo de vibración m . Aplicamos análisis lineal y elástico con estas cargas laterales, incluyendo cargas gravitatorias, para cada modo de vibración m ($1.0Q+0.15Q\pm A_{Ed,ULS}$). Obtenemos solicitudes de cada modo y aplicamos la regla de combinación para obtener el valor de proyecto, obteniendo una nueva propuesta de armadura. Cuando se tienen en cuenta ambas componentes del sismo en estructuras 3D, se tendrá en cuenta lo siguiente:
 - a. Efectos de torsión. Se deberá estimar según 5.2 (3) EC8-1-2 con las fuerzas laterales obtenidas en Ecs . (1) y (2). En modelos 3D, la excentricidad natural, $e_{0,i,j}$ (planta j perpendicular a la dirección i) la proporciona el modelo directamente. Sin embargo, hay que considerar una excentricidad mínima, $e_{min,i,j} = 0.05 L_{ij}$ (longitud forjado nivel j perpendicular a la dirección i). Por tanto, la excentricidad de cálculo el sistema de fuerzas de cada modo de vibración m será: $e_{i,j} = e_{min,i,j} - e_{0,i,j}$ si $e_{min,i,j} > e_{0,i,j}$ y, en caso contrario, cero.
 - b. Combinación de efectos de las componentes de la acción sísmica: se seguirá el mismo criterio establecido que en el método basado en fuerzas (6.4.4 EC8-1-1), aplicando las reglas de combinación de efectos para la acción de proyecto (la SRSS o CQC obtenida con los modos de cálculo) de cada componente como la del 30% o la SRSS.
- 4) **DL-LS:** Se realiza un nuevo análisis pushover, si la armadura obtenida en 3) se incrementa respecto a 2). Estimamos la energía de vibración elástica de cada planta para $d_r = d_{D,k}$ como

sigue $E_{pes,k}(d_{D,k}) = V_{pD,k} d_{D,k}/2$; sumando la contribución de cada planta, la comparamos con la energía de demanda para terremotos frecuentes en la expresión dada por la Ec. (5) (Anexo D):

$$E_e = \sum_{k=1}^N [E_{pes,k} + E_{des,k} + E_{dHk}] \geq \left\{ \frac{1}{2} m \left[\frac{T_{1,e}}{2\pi} \gamma_{LS,CC} S_e \eta \right]^2 \right\} \quad (5)$$

donde $E_{des,k} = E_{dH,k} = 0$ si no hay disipadores. El valor de $\gamma_{LS,CC}$ puede ser determinado en el Anejo Nacional de cada país o, en su defecto, se puede utilizar la Tabla 4.4. de EC8-1-2 (Tabla 1). En Workshop Oporto [3] utilizamos para DL-LS un valor de $\gamma_{LS,CC} = 0.5$ para un edificio CC2. En la Tabla 4.4, correspondería un valor de $\gamma_{LS,CC} = 0.6$. Si la estructura es 3D, en 9.3.3 (6) de EC8-1-2, se indica que la energía que la estructura puede absorber en la dirección que se analice mientras la estructura principal permanece en régimen elástico debe ser $E_e \geq \frac{1}{4} m \left[\frac{T_{1,e}}{2\pi} S_e \eta \right]^2$.

Tabla 1. Tablas para estimar $T_{LS,CC}$ y $\gamma_{LS,CC}$

Table 4.3 (NDP) — Return period $T_{LS,CC}$ values, in years, for buildings

Limit state	Consequence class			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
NC	600	1600	2500	5000
SD	275	475	600	900
DL	100	115	125	140

Table 4.4 (NDP) — Performance factor $\gamma_{LS,CC}$ values for buildings

Limit state	Consequence class			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
NC	1,10	1,50	1,75	2,20
SD	0,80	1,00	1,10	1,25
DL	0,60	0,60	0,65	0,65

- 5) **DL-LS si existe interacción con fábrica de ladrillo:** si la estructura interactúa con fábrica de ladrillo, para DL-LS se establece un desplazamiento límite (EC8-1-2, Sección 6.3.2.2) dado por la expresión $d_{r,DL} \leq \lambda_{ns} h_s$ con $\lambda_{ns} = 0.0035$ para fábrica de material frágil (la más corriente) conectada a la estructura y $\lambda_{ns} = 0.01$ para fábrica dúctil o no conectada a la estructura (en la norma 0.001 pero debe ser un error). En este caso, la capacidad límite en términos de energía elástica de cada planta se determina para el desplazamiento $d_r = d_{r,DL}$ (obtenido a partir de las curvas de capacidad determinadas en 2) como $E_{pes,k}(d_{r,DL,k}) = V_{pr,DL,k} d_{r,DL,k}/2$. Por tanto, la suma de la contribución de energía de cada planta debe ser superior a la demanda (Ec. (5)). Teóricamente, DL-LS se debe cumplir con 4). Sin embargo, si la estructura carece de disipadores e interactúa con elementos de fábrica de ladrillo, es razonable que se permita que la estructura alcance el desplazamiento límite para fábricas de ladrillo (si es mayor que el obtenido en 4) aunque fisuren los elementos RC (criterio propuesto en artículo Workshop Oporto [3]).
- 6) **Comprobación DL-LS:** si no cumple, entonces hay que incrementar $V_{pD,I}$ y volver al paso 3). Se puede plantear un algoritmo Newton-Raphson hasta encontrar un $V_{pD,I}$ y una armado tal que

se obtenga la igualdad en la Ec. (5). No obstante, creo que no merece la pena afinar en este paso, puesto que queda por comprobar los SD-LS y NC-LS.

- 7) Determinar el **cortante de fluencia** de cada planta de la estructura principal, $V_{py,k}$, mediante una envolvente bilineal sobre cada curva de capacidad (ver Fig. 1 y Fig. 2).
- 8) **Demanda en SD-LS:** se debe verificar en cada planta k que $E_{pH,k,SD} \geq E_{pH,k,max}$ (9.3.3 (8) de EC8-1-2), donde el primer valor corresponde a la capacidad de disipación de energía mediante deformaciones plásticas de la estructura principal y el segundo término a la demanda en la estructura principal. Si la estructura tuviera disipadores, se debería cumplir además que $E_{dH,k,SD} \geq E_{dH,k,max}$ (9.3.3 (12) de EC8-1-2). Para estimar la demanda en la estructura principal y disipadores, se determina en primer lugar la demanda de energía histerética total por planta mediante la expresión (Anexo D EC8-1-2):

$$E_{H,k} = \frac{s_k(p_k p_{t,k} p_{d,k})^{-n}}{\sum_{l=1}^N s_l(p_l p_{t,l} p_{d,l})^{-n}} \left[\frac{1}{2} m \left[\frac{T_{s1}}{2\pi} S_e(T_{s1}, 5\%) \eta(T_{s1}, \xi_l) \right]^2 - \sum_{l=1}^{l=N} \alpha_l \bar{m}_l mgd_{py,l} / 2 \right] \geq 0 \quad (6)$$

en la que el término dentro del corchete corresponde a $E_H = E_D - E_e$, donde $E_D = mS_v^2/2$ y $E_e = \sum_{l=1}^{l=N} \alpha_l \bar{m}_l mgd_{py,l} / 2$ es la energía de vibración elástica del sistema para $d_k = d_{py,k}$ (triángulo o-g- $V_{py,k}$ para estructuras sin disipadores y triángulo o-g-f para estructuras con disipadores Fig. 2). T_{s1} es el período que proporciona el mayor valor de $T_{s1} S_e(T_{s1}, 5\%)$ entre $T_{1,e}$ y $1.4 T_{1,e}$, para tener en cuenta que la estructura plastifica considerando un input de energía que contribuye al daño (E_D) inelástico; $s_k = \left\{ \bar{m}_k + \frac{2T_{1,e}}{1+3T_{1,e}} [\sqrt{\bar{m}_k} - \bar{m}_k^2] \right\}^2 \frac{d_{py,k}(V_{py,1}+V_{dy,1})}{d_{py,1}(V_{py,k}+V_{dy,k})}$; n es el índice de concentración del daño que presenta mayor valor cuanto más pronunciada es la tendencia a la concentración del daño, siendo $n = 4$ si se satisfacen los criterios de ductilidad global y local 6.2.4 y 6.2.5 de Ec8-1-2 y $n = 8$ en otro caso (no me queda claro pues estos artículos tratan sobre efectos de segundo orden y desplazamiento máximo, mientras que Akiyama propone el mayor valor para estructuras pilar débil-viga fuerte y el menor en el otro caso); p_k es un coeficiente que evalúa la diferencia de la distribución de resistencia lateral respecto a la óptima ($= \alpha_k / (\alpha_1 \bar{\alpha}_{k,opt})$), es decir, $p_k = \frac{(V_{py,k}+V_{dy,k})}{(V_{py,1}+V_{dy,1})} \left\{ \bar{m}_k + \frac{2T_{1,e}}{1+3T_{1,e}} [\sqrt{\bar{m}_k} - \bar{m}_k^2] \right\}^{-1}$; p_{tk} es un coeficiente que tiene en cuenta el incremento de demanda de disipación de energía debido a efectos de torsión tal que:

$$p_{t,k} = \begin{cases} 1 & \text{for } (e_{ox}/r_x) \leq 0,15 \\ 1,15 - (e_{ox}/r_x) & \text{for } 0,15 < (e_{ox}/r_x) < 0,30 \\ 0,85 & \text{for } (e_{ox}/r_x) \geq 0,30 \end{cases}$$

donde, para cada planta, e_{ox} es la excentricidad del centro de masas respecto al de rigidez y r_x es el radio de torsión.

El factor p_d aplicado a la planta k -ésima, $p_{d,k}$, corresponde a la variación en la resistencia lateral, α_k , debido a la dispersión en las propiedades de los materiales y otras como sobredimensionamiento natural al dimensionar la armadura real. Akiyama [4] propuso $p_d = 0.90$, mientras que Benavent y otros en el Workshop Oporto [3] propusieron $p_d = 0.85$. Como a priori no se sabe la planta que puede sufrir ese variación de resistencia lateral, se procede como sigue: (i) se realiza un primer caso (Caso 0) donde $p_{d,k} = 1$ para todo k . A continuación, se realizarán tantos casos como plantas tenga la estructura (Caso j) en los que $p_{d,k} = p_d$ para $k=j$ y $p_{d,k} = 1$ para $k \neq j$. Por lo tanto, tendremos $N+1$ estimaciones de demanda de energía histerética en cada planta, siendo N el número total de plantas.

Finalmente, la demanda de energía deformación plástica en la planta k de la estructura principal se estima como sigue (Anexo D EC8-1-2):

$$E_{pH,k,max} = E_{H,k} \frac{V_{py,k}(d_{r,k,1} - d_{py,k})}{V_{py,k}(d_{r,k,1} - d_{py,k}) + V_{dy,k}(d_{r,k,1} - d_{dy,k})} \quad (7)$$

Ver Fig. 2 para interpretar cortantes y desplazamientos. De esta forma, si $V_{dy} = 0$, $E_{pH,k,max} = E_{H,k}$.

Atendiendo a la aplicación del factor $p_{d,k}$, tendremos $N+1$ estimaciones de $E_{pH,k,max}$, seleccionando a efectos de proyecto el valor máximo de ellos.

- 9) **Estimar desplazamientos máximos SD-LS.** Se aplican Ecs. (3) y (4). Hay una serie de limitaciones que son las siguientes (confirmado con Amadeo):

- a. **Sección 10.4.4. EC8-1-2:** $d_{r,SD} \leq 0.02h_s$
- b. **Sección 10.4.4. EC8-1-2:** si hay fábrica de ladrillo que interactúa con la estructura, hay que atender a las limitaciones establecidas en la Tabla 7.1. Si atendemos a las fábricas de ladrillo usuales (unreinforced masonry with clay units), el desplazamiento relativo máximo está en el rango [0.8%-1.1%], lejos del 2%. Si la fábrica de ladrillo se distribuye de forma uniforme, se puede calcular el desplazamiento lateral sin considerar la rigidez y resistencia de la fábrica (ver 7.4.2.2), aunque considerando su masa y distribución. Pero claro, la limitación de desplazamiento persiste según Tabla 7.1.

Tabla 2. Limitación de desplazamiento entre plantas en edificios que interactúan con fábricas de ladrillo

Table 7.1 — Limits of interstorey drift $\theta_{ap} h_s$ in buildings with masonry infills

Masonry Type	Drift limits $\theta_{ap,OP} h_s$ at OP	Drift limits $\theta_{ap,DL} h_s$ at DL	Drift limits $\theta_{ap,SD} h_s$ at SD
Unreinforced masonry with clay units in Group 1, 2 and 3 with a thickness ≥ 200 mm and $f_k \geq 3$ Mpa	0,0020 h_s	0,0045 h_s	0,0110 h_s
Unreinforced masonry with clay units in Group 1, 2 and 3 other than previous line	0,0015 h_s	0,0030 h_s	0,0080 h_s
Unreinforced masonry with clay units in Group 4	0,0015 h_s	0,0030 h_s	0,0060 h_s
Ductile masonry infills	0,0050 h_s	0,0125 h_s	0,0220 h_s
Other cases	0,0015 h_s	0,0030 h_s	0,0060 h_s

Si el desplazamiento estimado supera las limitaciones mencionadas, es necesario incrementar armadura, que implica comenzar en el paso 2) o replantearse las dimensiones de los elementos estructurales. Esto implicaría el proceso de cálculo desde el paso 1).

- 10) **Capacidad para SD-LS ($E_{pH,k,SD}$):** podemos proceder de dos formas:

- a. Procedimiento Workshop Oporto [3]: se estima en los elementos de cada planta, M_y , θ_y y el giro plástico $\theta_u^{pl} = \theta_u - \theta_y$ con las fórmulas de Fardis (Sección 7 EC8-1-1), así como las limitaciones de los giros para SD-LS, $\theta_{SD}^{pl} = \alpha_{SD} \theta_u^{pl} / \gamma_{RD,SD,\theta}$ (6.7.2 (1) EC8-1-1). Hay que hacer un pushover de cada planta de forma aislada hasta que una rótula plástica alcance θ_{SD}^{pl} , sumando entonces la energía de deformación plástica de cada rótula plástica para obtener $E_{pH,k,SD}$ (monótona, muy conservador). Complejo.
- b. Procedimiento simplificado: Se utiliza la limitación de desplazamiento obtenida en 9). Se aplica a la curva de capacidad de cada planta, y se estima $E_{pH,k,SD}$ mediante el área correspondiente a la deformación plástica de tipo monótona (muy conservador). Mucho

más sencillo. No obstante, en la fase de definición de armadura en la sección (separación, estribado, etc...) habría que comprobar que se cumplen las restricciones para θ_{SD}^{pl} indicadas en la opción a).

- c. Para estructuras sin disipadores, se podría aplicar un procedimiento más realista para estimar el valor $E_{pH,k,SD}$, tanto en a) como en b), teniendo en cuenta el carácter cíclico de la misma en lugar del monótono contemplado inicialmente. Para ello, habría que considerar la relación entre la energía cíclica que puede disipar una planta concreta sometida a acciones sísmicas reales, $E_{pH,k,SD,cicl}$, y la monótona obtenida de las curvas de capacidad, $E_{pH,k,SD,mon}$, conocida como número de excursiones plásticas equivalentes (*equivalent number of yield excursions*), n_{eq} . De esta forma $E_{pH,k,SD,cicl} = n_{eq}E_{pH,k,SD,mon}$. En el Anexo A se proponen valores de n_{eq} para estructuras RC sometidas tanto a terremotos cerca de falla (impulsivos) como a terremotos lejos de falla.

11) Comprobación SD-LS: procedemos como sigue:

- a. $E_{pH,k,SD} \geq E_{pH,k,max}$. Finaliza el proceso de cálculo y dimensionamiento o paso a NC-LS.
- b. $E_{pH,k,SD} < E_{pH,k,max}$. Es necesario incrementar armadura. Para ello, hay que incrementar $V_{pD,I}$ y volver al paso 3), teniendo la seguridad que el DL-LS se cumple.

12) Comprobación NC-LS: si se opta por considerar este LS, según 9.4.3. EC8-1-2, habría que comprobar que se cumple la Ec. (6), considerando $\gamma_{NC,CC}S_e$ donde $\gamma_{NC,CC}$ se obtiene del Anejo Nacional o, en su defecto, de la Tabla 4.4 del EC8-1-2, teniendo en cuenta:

- a. En todo caso, se debe cumplir la limitación propuesta en 6.7.3 de EC8-1-1 para la respuesta de elementos constructivos en NC-LS (por ejemplo, giros en chord rotation), para definir el valor $E_{pH,k,NC}$ como suma de todas las rótulas plásticas de una planta cuando la primera de ellas alcanza NC-LS. Es necesario considerar el dimensionamiento completo de las secciones de RC para aplicar los valores últimos propuestos en EC8-1-2.
- b. Una alternativa a (a) puede ser considerar en las curvas de capacidad el valor d_u según se define en Fig. 2, para evaluar que $E_{pH,k,NC}$ es superior a $E_{pH,k,max}$ definida en el Anexo D de EC8-1-2 para $\gamma_{NC,CC}S_e$. Por lo tanto:
 - i. $E_{pH,k,NC} \geq E_{pH,k,max}$. Finaliza proceso de cálculo y dimensionamiento.
 - ii. $E_{pH,k,NC} < E_{pH,k,max}$. Es necesario incrementar armadura. Para ello, hay que incrementar $V_{pD,I}$ y volver al paso 3), teniendo la seguridad que los DL-LS y SD-DL se cumplen.
- c. Tanto en a) como en b) se puede considerar el valor histerético de $E_{pH,k,NC}$ aplicando $E_{pH,k,NC,cicl} = n_{eq}E_{pH,k,NC,mon}$, tal y como se ha planteado en SD-LS, con n_{eq} estimado en el Anexo A.
- d. Si la estructura tuviera disipadores, habría que comprobar (9.4.3 (4)) si $E_{dH,k,SD}$ evaluada según EN 15129 es superior a $E_{dH,k,max}$ definida en el Anexo D de EC8-1-2 para $\gamma_{NC,CC}S_e$. Además, la estructura auxiliar de los disipadores (*braces*) y piezas de conexión con la estructura principal deben permanecer en régimen elástico.

3. Anexo A: Número equivalente de excusiones plásticas, n_{eq}

Para estructuras RC se podría plantear estimar $E_{pH,k,LS}$ de tipo histerético a partir de la relación $n_{eq} = \eta/\mu_m = E_{pH,k,LS}/(V_{py,k}(d_r - d_{py,k}))$ conocida como número equivalente de excusiones plásticas [5], donde $\mu_m = (d_r - d_{py,k})/d_{py,k}$. Es decir, si conocemos n_{eq} y la energía monótona $V_{py,k}(d_r - d_{py,k})$ obtenida de la curva de capacidad, podemos estimar $E_{pH,k}$. Es importante destacar que n_{eq} depende del tipo de estructura (modelo constitutivo histerético) y del tipo de terremoto. Akiyama [4] propuso valores de n_{eq} (mínimo y de proyecto), tanto para estructuras con modelo elástico-perfectamente plástico (metálica) como Clough (RC), sin distinguir terremotos de tipo cerca de falla o lejos de falla. Donaire et al [5] propusieron en el Workshop de métodos energéticos de Madrid relaciones del tipo $\eta_x = a_x\mu - b_x$ (donde $x=lsf$ corresponde a ajuste mínimos cuadrados y $x=lowerfit$ a valores mínimos) para estructuras RC-SDOF con modelos de Clough (Tabla 3) y Clough Modificado (Tabla 4), distinguiendo entre terremotos cerca (tipo impulsivos) y lejos de falla (sin características impulsivas), donde $\mu = d_r/d_{py,k}$. Los modelos de Clough y Clough Modificado incluyen efecto pinching, siendo la rigidez en la descarga en campo plástico $k_u = k_y(d_m/d_{py})^z$, con $z=0$ para el primero y $z=-0.5$ para el segundo. Como se puede observar $a \approx b$ tanto en la Tabla 3 como en la Tabla 4. Por lo tanto, $\eta \approx a(\mu - 1)$, lo que implica que $n_{eq} = \eta/\mu_m \approx a$. Según lo indicado, podríamos considerar para estructuras RC:

- 1) Valores mínimos: $n_{eq} \approx 2.0$ para terremotos lejos de falla y $n_{eq} \approx 1.50$ para terremotos cerca de falla. Estos valores son inferiores al propuesto por Akiyama ($n_{eq} = 3$).
- 2) Valores medios: $n_{eq} \approx 6.0$ para terremotos lejos de falla y $n_{eq} \approx 4.0$ para terremotos cerca de falla. Estos valores son ligeramente superiores al propuesto por Akiyama ($n_{eq} = 3$).

Tabla 3. Valores de a y b para modelo de Clough [5]

Record	$T(s)$	a_{lsf}	b_{lsf}	a_{Aki_des}	b_{Aki_des}	$a_{lowerfit}$	$b_{lowerfit}$	a_{Aki_lowlim}	b_{Aki_lowlim}
<i>Near-Field</i>	0.3	5.41	-5.89	5.00	-5.00	2.17	-3.02	3.00	-3.00
	1.0	4.27	-5.12	5.00	-5.00	1.47	-1.36	3.00	-3.00
<i>Far-Field</i>	0.3	7.93	-8.92	5.00	-5.00	2.06	-1.62	3.00	-3.00
	1.0	6.37	-7.94	5.00	-5.00	2.24	-2.36	3.00	-3.00

Tabla 4. Valores de a y b para modelo de Clough Modificado [5]

Record	$T(s)$	a_{lsf}	b_{lsf}	a_{Aki_des}	b_{Aki_des}	$a_{lowerfit}$	$b_{lowerfit}$	a_{Aki_lowlim}	b_{Aki_lowlim}
<i>Near-Field</i>	0.3	4.45	-5.62	5.00	-5.00	1.65	-1.97	3.00	-3.00
	1.0	3.37	-4.22	5.00	-5.00	1.27	-1.25	3.00	-3.00
<i>Far-Field</i>	0.3	5.97	-7.00	5.00	-5.00	1.94	-2.02	3.00	-3.00
	1.0	4.72	-5.92	5.00	-5.00	1.70	-1.55	3.00	-3.00

4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Maranhão H, Varum H, Melo J. Exploring behaviour factors and chord rotation in RC MRF structures: Nonlinear analysis based on second generation of Eurocode 8. Eng Struct 2025;323. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.119252>.
- [2] Building Research Institute. Notification No. 1793 (1980): Stipulation of the value of Z, methods of calculating and Rt and Ai and standards for the designation by the Designated Administrative Organization of districts where the ground is extremely soft. In: The Building Center of Japan, editor. The Building Standard Law of Japan, The Building Center of Japan; 2009, p. 42–3.

- [3] Benavent-Climent A, Donaire-Ávila J, Mollaioli F. Comparison of Energy-Based, Force-Based and Displacement-Based Seismic Design Approaches for RC Frames in the Context of 2G of Eurocode 8. *Energy-Based Seismic Engineering. Proceedings of IWEBSE 2023*, Oporto: Springer; 2023, p. 98–111. https://doi.org/10.1007/978-3-031-36562-1_8.
- [4] Akiyama H. *Metodología de proyecto sismorresistente de edificios basada en el balance energético*. Tokyo: Editorial Reverté, S.A.; 2002.
- [5] Benavent-Climent A, Donaire-Ávila J, Mollaioli F. Key Points and Pending Issues in the Energy-Based Seismic Design Approach. *Proceedings of 1st International Workshop on Energy-Based Seismic Engineering (IWEBSE)*, vol. 155 LNCE, Madrid, Spain: Springer; 2021, p. 151–68. https://doi.org/10.1007/978-3-030-73932-4_11.