# TRABAJO FINAL DE MÁSTER

## TÍTULO

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO ESENCIAL: EL HOSPITAL PÚBLICO DE VAL D'ARAN**

## AUTOR

**ING. YONATAN ABEL MALDONADO SALAS**

## TUTOR

**DR. JOSÉ RAMÓN GONZÁLEZ DRIGO**

## ESPECIALIDAD

**INGENIERIA SÍSMICA Y GEOFISICA**

## FECHA

**20 de diciembre de 2013**

UPC

Dep. de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA

# Agradecimientos

A mi toda mi Familia por todo su apoyo durante todo en este tiempo, sin ustedes no hubiera sido posible todo esto así como toda una fuente de voluntad para seguir adelante. En especial mi Madre por transmitirme la tenacidad que le caracteriza, a mi Padre por el tiempo y los valores que me transmitiste y a mi hermano por ese apoyo incondicional de siempre. Con mención especial a mi Tía Cris y mi abuelita Socorrito que son un ejemplo de perseverancia al igual que Ángel.

A mis otros hermanos de la vida Gerardo, Carmen, Paz, Longino, Toño, Jared, Carlos, Jaime, Cu, Canales siempre me acompañaron desde donde estuvieron, sin ustedes no hubiera sido tan maravillosa esta experiencia.

A Ida Treviño por la compañía, el tiempo, el cariño y todos los buenos momentos que me brindaste.

Quiero agradecer a todos los profesores que estuvieron impartiéndonos clase durante este periodo, muchas gracias por todo el tiempo y el apoyo ha sido un camino de mucho aprendizaje y grandes vivencias.

Al Coordinador de la especialidad el profesor Lluis Pujades B. por todo el apoyo que nos brindó desde el primer día y por su cercanía hacia nosotros.

A mi tutor José Ramón González Drigo por todo el apoyo y motivación durante este trabajo y a Jorge Ávila por el tiempo y el apoyo.

A todas mis compañeros y amigos del Master Cristiam, Juan Daniel, Alba, Yeiry, Johana, Pablo, Esteban, Mery, Guada, Hadelin, Paco, Ernesto, Máximo, Donald.

A todas aquellas personas que conocí y que dejaron huella en mi camino durante mi estancia en Barcelona Ian, Michelle, Nora, Marcos, George, Livi, George, Jordi, Sebas, Tony, Marina, Marta, Thibault, Vladi, Lou, Verónica, Andrés y Dulce. Gracias por todos los momentos que compartimos, fueron increíbles y a todas las personas que contribuyeron a esta gran experiencia de vida.

¡Gracias Barcelona!

# Resumen

Los hospitales hoy en día son estructuras que requieren de un gran nivel de diseño sismorresistente porque son las estructuras más demandadas en caso de una emergencia de cualquier tipo. Los sismos presentes en todo el mundo son catástrofes que generan pérdidas económicas y humanas en todo el mundo y sin previo aviso es por ello que tenemos que estar preparados ante un evento de estas características.

El hospital de Val d´Aran construido en 1985, ubicado en la frontera con Francia en los zona de los Pirineos atiende a toda la región, en esta región históricamente se han presentado siniestros que podrían ser catastróficos en caso de no estar preparados.

La escala  nos dice que podría haber un evento que podría llegar al grado VIII en la escala macrosísmica EMS-98, que podría ser equivalente a un sismo de 5 grados en la escala Richter ante un evento de esta magnitud y con edificios anteriores a la Norma Sismorresistente actual, es muy importante asegurarse que los estructuras puedan cumplir con algunos parámetros en caso de algún suceso de este tipo.

Hoy en día existen análisis que nos ayudan a determinar el grado de daño que puede sufrir una estructura en caso de presentarse un sismo de determinadas características, y las cuales se abordan durante este trabajo. Mediante software de análisis estructural obtendremos el estudio modal para poder realizar un Pushover (Análisis Estático No Lineal). Obtenida la curva de capacidad será posible mediante el procedimiento descrito en el capítulo 8 del ATC-40 (Commission, 1996) el Punto de Desempeño (Performance Point) el cual solicitará los espectros de diseño proporcionados por el Eurocodigo EC-08 (European Commite for Standarization, 2004).

Obtenido el Punto de Desempeño será posible obtener las curvas de fragilidad las cuales vienen descritas así como el procedimiento para obtenerlas en la propuesta LM2 en el reporte RISK-UE – WP04 (Milutinovic & Trendafiloski, 2003).

# Abstract

Hospitals today are structures that require a high level of seismic design, and this are the most demanded in case of an emergency of any kind. The Earthquakes are in the whole world and generate economic and human losses without notice that is why we have to be prepared for an event of this nature.

The Val d'Aran hospital built in 1985 , located on the border with France in the Pyrenees area serves the entire region , this region historically there have been seismic events that could be catastrophic if we are not prepared .

The scale tells us that there could be an event that could reach grade VIII in the macro seismic scale EMS- 98, which would be equivalent to an earthquake of 5 on the Richter scale with an event of this magnitude and with earlier buildings to the current Spain Seismic Regulation (NCSE-02), it is very important to ensure that the structures can resist in case of any incident.

Today there are some tests that help us determine the extent of damage that can occur to the structure that is resisting an earthquake of certain characteristics , and which are discuss in this work. By structural analysis software will obtain the modal study to enable a Pushover (Nonlinear Static Analysis). When we get the capacity curve is possible by the method described in Chapter 8 of the ATC -40 ( Commission, 1996 ) to get the Performance Point which prompted the design spectra provided by the Eurocode EC- 08 ( European Committee for Standardization , 2004 ) .

Obtained the Performance Point may be get fragility curves which are described as well as the procedure to obtain them in the LM2 proposal report RISK-UE - ( Milutinovic & Trendafiloski 2003) WP04 .

# Tabla de Contenido

**AGRADECIMIENTOS** ..... **III**

**RESUMEN** ..... **V**

**ABSTRACT** ..... **VII**

**TABLA DE CONTENIDO** ..... **IX**

**ÍNDICE DE FIGURAS** ..... **XII**

**ÍNDICE DE TABLAS** ..... **XV**

**INTRODUCCIÓN** ..... **1**

1.1 OBJETIVOS ..... 2

*1.1.1 Objetivo General* ..... *2*

*1.1.2 Objetivos particulares* ..... *2*

1.2 UBICACIÓN Y GEOGRAFÍA ..... 2

**PELIGROSIDAD SÍSMICA** ..... **6**

2.1 SISMICIDAD EN ESPAÑA ..... 6

2.2 SISMICIDAD LOCAL ..... 7

2.3 CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA ..... 11

2.4 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO ..... 13

*2.4.1 NSCE-02* ..... *13*

*2.4.2 Eurocódigo 8* ..... *15*

**DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO** ..... **18**

**3.1 DETALLES CONSTRUCTIVOS** ..... **20**

3.1.1 CIMENTACIÓN ..... 21

3.1.2 COLUMNAS ..... 21

3.1.3 LOSAS ..... 23

3.1.4 MUROS. ..... 23

**MODELO ESTRUCTURAL** ..... **26**

4.1 MATERIALES ..... 27

4.2 CIMENTACIÓN ..... 27

4.3 VIGAS ..... 28
4.4 COLUMNAS ..... 29
4.5 LOSAS DE ENTREPISO Y AZOTE. ..... 30
4.6 TIPOS DE CARGA ..... 31
4.7 COMBINACIÓN DE CARGA ..... 31
4.8 EL MODELO EN TREMURI ..... 31

**DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS ..... 35**

5.1 DEMANDA SÍSMICA ..... 35
5.2 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA LA LOCALIDAD DE VIELHA ..... 35
5.3 CURVA DE CAPACIDAD (ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL) ..... 38
5.4 DESEMPEÑO ..... 44
*5.4.1 Nivel de desempeño ..... 44*
*5.4.2 El nivel de desempeño para la estructura ..... 45*
*5.4.3 Nivel de desempeño para los componentes no estructurales ..... 46*
*5.4.4 Nivel de desempeño de la edificación ..... 47*
5.5 ESPECTRO DE RESPUESTA NCSE-02 Y EUROCODIGO EC-08 ..... 52
5.6 FRAGILIDAD ..... 56

**RESULTADOS ..... 62**

6.1 ANÁLISIS MODAL ..... 62
6.2 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD ..... 64
*6.2.1 Análisis en la dirección X de la curva de capacidad ..... 64*
*6.2.2 Análisis en la dirección Y ..... 66*
6.3 CURVAS DE FRAGILIDAD ..... 69
*6.3.1 Curvas de fragilidad en dirección X ..... 69*
*6.3.2 Curvas de Fragilidad Dirección Y ..... 70*
*6.3.3 Histogramas de daño para X ..... 71*
*6.3.4 Histogramas de Daño en dirección Y ..... 72*
*6.3.5 Índice de Daño Dirección X ..... 73*
*6.3.6 Índice de Daño en dirección Y ..... 74*

**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES ..... 76**

**BIBLIOGRAFÍA ..... 79**

**ANEXOS ..... 84**

ANEXO 1 ..... 85
ANEXO 2 ..... 86
ANEXO 3 ..... 87

ANEXO 4 ..... 88
ANEXO 4 ..... 89
ANEXO 6 ..... 90

# Índice de Figuras


Mapa de España con la ubicación del municipio de Vielha. (Fuente: (GOOGLE, 2013)) ..... 3

Ubicación de Vielha con respecto a Lérida y con respecto a Cataluña (recuadro menor). (Fuente: (Wiipedia, 2013)) ..... 3

Fotografía de la localidad de Vielha. Fuente: (Thao, 2011). ..... 4

Placas tectónicas que actúan en la península Ibérica. ..... 6

Peligrosidad Sísmica de España (Periodo de Retorno 500 años). Fuente: (IGN, 2013) ..... 7

Sismicidad histórica del Pirineo. Fuente: (IGN, 2013) ..... 8

Falla Norte de la Maladeta con una longitud aproximada de 25 a 30 km y tiene una tasa de deslazamiento de 0.04-0.09 mm/a y es considerada fuente sísmica de los terremotos en Vielha de 1923 (Mw= 5.2) y de Ribagorza de 1373 (Mw=6.2). Fuente: (IGME, 2012) ..... 9

Eventos sísmicos en el Pirineo Catalán desde el año 348 hasta el año 1919. En total se registraron 148 eventos aunque solo de 96 se obtuvo su intensidad. Fuente: (Nacional, 2013) ..... 10

Eventos sísmicos en el Pirineo Catalán desde 1920 cuando se empezaron a colocar las primeras estaciones sísmicas hasta 2013, en total se registraron 3614 eventos de los cuales solo 3540 obtuvimos su magnitud. Fuente: (Nacional, 2013) ..... 10

: Mapa de Peligrosidad sísmica de la norma NCSE-02. Fuente: (IGN, 2013) ..... 11

Espectros de respuesta elásticos definidos en la norma NCSE-02. ..... 14

Espectros de respuesta elástico tipo II del Eurocódigo 8. ..... 16

Ubicación del Hospital. Fuente: (GOOGLE, 2013) ..... 18

Fotografía de la fachada del edificio. Fuente: (Arquitectos, 2011) ..... 19

Detalle de Junta constructiva donde es claro que las estructuras son independientes. Fuente: Planos proporcionados por la administración. ..... 20

Detalle de división de la estructura en sus componentes independientes, la línea roja indica donde se encuentra la junta constructiva. El Edificio A es el seleccionado debido a su distribución. Fuente: Planos proporcionados por la administración del hospital. ..... 20

Corte del Edificio A y detalle de altura de las columnas. Tenerse en cuenta que el sótano es un nivel por debajo del subsuelo y al evaluar los efectos son despreciables. ..... 22

Detalle de forjado reticular, se pueden apreciar las vigas, capitel y aligerantes. Fuente: IGC ..... 23

Ejemplo de muros en el edificio, de diferentes espesores 5, 10 y 20 cm. Fuente: Planos proporcionados por IGC. ..... 24

Modelo Estructural 3D del Hospital de Vielha hecho en SAP2000. ..... 26

Detalle de Viga principal adecuada para la losa del primer y segundo nivel. ..... 28

Distribución para Primer nivel y Segundo Nivel la viga antes mencionada dentro de la estructura. ..... 28
En la imagen se aprecian las diferentes vigas y sus armados existentes en el nivel de azotea, cada uno a diferente nivel debido a su altura variable. Tomado del plano estructural. ..... 28
Cuadro de Columnas con dimensiones y armados. ..... 29
Se asigna la cuantía y separación de estribos. ..... 30
Comparación entre la losa reticular y la losa equivalente usada en SAP2000. ..... 30
Imagen tomada de TreMuri. ..... 32
Características mecánicas de la mampostería. ..... 32
Estructura modelada en SAP2000. ..... 33
Estructura modelada en TreMuri. ..... 33
Mapa de Peligrosidad Sísmica Norma NCSE-02. Fuente: (NCSE-02, 2009) ..... 35
Espectro de Respuesta para la localidad de Vielha. ..... 38
Empuje Incremental Pushover ..... 39
Tipos de Empujes Incrementales PUSHOVER ..... 40
Se define las masas que actúan en el análisis modal en SAP2000 ..... 41
Definición del Estado CGNL en SAP2000 ..... 41
Caso de Carga AENLX dirección X en SAP2000. ..... 42
Curva de Capacidad genérica obtenida en SAP2000. ..... 43
Curva de capacidad genérica con una degradación máxima del 20% ..... 48
Curva de capacidad genérica en coordenadas espectrales Sd vs Sa. ..... 50
Representación Bilineal de la Curva de capacidad genérica en coordenadas Sa, Sd ..... 51
Espectros de Demanda según el Eurocódigo EC-08 para amortiguamientos efectivos variables. ..... 54
Curvas Bilineales genéricas obtenidas de la Curva de Capacidad. ..... 55
Punto de Desempeño genérico de una estructura para una demanda según el Eurocódigo EC-08 ..... 55
Determinación Estados de daño para cálculo de curvas de fragilidad. Fuente: (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) ..... 57
Índice de daño de una estructura. ..... 60
Primer Modo en dirección "*X*", T = 0.26 s. ..... 63
Segundo Modo en dirección "*Y*", T = 0.17. Las losas no se aprecian debido al software ..... 63
Tabla de Masas en cada nivel ..... 63
Curva de capacidad en Dirección X para el hospital de Val D´Aran. ..... 65
Punto de Desempeño en dirección X, con comportamiento estructura tipo A. ..... 65
Punto de Desempeño en dirección X, con comportamiento estructura tipo C. ..... 66
Curva de capacidad en Dirección Y para el hospital de Val D´Aran. ..... 67
Punto de Desempeño en dirección Y, con comportamiento estructura tipo A. ..... 67
Punto de Desempeño en dirección Y, con comportamiento estructura tipo C. ..... 68
Curvas de Fragilidad en dirección X para estructura tipo A ..... 69
Curvas de Fragilidad en dirección X para estructura tipo C. ..... 69

CURVAS DE FRAGILIDAD EN DIRECCIÓN Y PARA ESTRUCTURA TIPO A. ..... 70
CURVAS DE FRAGILIDAD EN DIRECCIÓN X PARA ESTRUCTURA TIPO C. ..... 70
HISTOGRAMA DE DAÑO EN DIRECCIÓN X PARA ESTRUCTURA TIPO A. ..... 71
HISTOGRAMA DE DAÑO EN DIRECCIÓN X PARA ESTRUCTURA TIPO C. ..... 71
HISTOGRAMA DE DAÑO EN DIRECCIÓN Y PARA ESTRUCTURA TIPO A. ..... 72
HISTOGRAMA DE DAÑO EN DIRECCIÓN Y PARA ESTRUCTURA TIPO C. ..... 72
ÍNDICE DE DAÑO EN DIRECCIÓN X PARA ESTRUCTURA TIPO A. ..... 73
ÍNDICE DE DAÑO EN DIRECCIÓN X PARA ESTRUCTURA TIPO C. ..... 73
ÍNDICE DE DAÑO EN DIRECCIÓN Y PARA ESTRUCTURA TIPO A. ..... 74
ÍNDICE DE DAÑO EN DIRECCIÓN Y PARA ESTRUCTURA TIPO C. ..... 74
PLANO DE CIMENTACIÓN ..... 85

# Índice de Tablas


TABLA 1. CLASIFICACIÓN Y COEFICIENTES DE SUELO, SEGÚN LA NORMA NCSE-02 ..... 12

TABLA 2. : CLASIFICACIÓN Y COEFICIENTES DE SUELO DE LA NORMA EC-8. FUENTE: (EUROPEAN COMMITE FOR STANDARIZATION, 2004) ..... 13

TABLA 3. COEFICIENTES DEFINIDOS EN EL EC-8 PARA UN ESPECTRO DE RESPUESTA TIPO 2. ..... 15

TABLA 4. DISTRIBUCIÓN DE LAS DIFERENTES PLANTES DEL EDIFICIO SEGÚN PLANOS ARQUITECTÓNICOS. ..... 19

TABLA 5. DISTRIBUCIÓN DE LA CANTIDAD DE COLUMNAS EN EL EDIFICO A DEL HOSPITAL ..... 21

TABLA 6. SE DEFINEN LAS DIMENSIONES DE CADA COLUMNA ASÍ COMO EL REFUERZO LONGITUDINAL. ..... 22

TABLA 7. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES UTILIZADOS. ..... 27

TABLA 8. CARGAS ACTUANTES SOBRE EL MODELO DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO A LA NORMA DE ACCIONES DE LA EDIFICACIÓN MN-101-1962, VIGENTE PARA ESA ÉPOCA. LA NORMA NO SUFRIÓ UN CAMBIO SUSTANCIAL HASTA 1988 DONDE PASO A SER NBE-AE/88. ..... 31

TABLA 9. LIMITES ESPECTRO DE RESPUESTA TIPO II. FUENTE: (EUROPEAN COMMITE FOR STANDARIZATION, 2004) ..... 37

TABLA 10. CURVA DE CAPACIDAD ..... 39

TABLA 11. FACTOR K, COEFICIENTE DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO. FUENTE: (COMMISSION, 1996) ..... 53

TABLA 12. FACTORES DE REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA SEGÚN EL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA. FUENTE : (COMMISSION, 1996) ..... 54

TABLA 13. DISTRIBUCIÓN BETA PARA CÁLCULO DE CURVAS DE FRAGILIDAD. FUENTE: (MILUTINOVIC & TRENDAFILOSKI, 2003) ..... 58

TABLA 14. CURVAS DE FRAGILIDAD INTERSECCIÓN CON EL PUNTO DE DESEMPEÑO *"PERFORMANCE POINT"*. ..... 59

TABLA 15. HISTOGRAMA DE PROBABILIDAD DE DAÑO QUE PRESENTA UNA ESTRUCTURA. ..... 59

TABLA 16. PERIODOS PARA CADA UNO DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA. ..... 62

TABLA 17. PORCENTAJE DE MASA QUE MOVILIZA CADA MODO. ..... 62

TABLA 18. DESPLAZAMIENTO Y CORTANTE MÁXIMO EN DIRECCIÓN X E Y. ..... 64

TABLA 19. COMPARACIÓN ENTRE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO EN DIR. = X. ..... 66

TABLA 20. COMPARACIÓN ENTRE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO EN DIR. = Y. ..... 68

# Introducción

Las estructuras han ido mejorado día con día su comportamiento, con nuevos códigos sísmicos, nuevos materiales, nuevas metodologías de diseño; lo cual beneficia significativamente a la sociedad sobre todo a nuestros futuros ciudadanos a los cuales se les garantiza que las edificaciones serán seguras y eficientes, siempre y cuando haya una correcta ejecución y supervisión del trabajo. Por otro lado también tenemos un gran lastre de estructuras diseñadas y edificadas con códigos anteriores a los actuales y uno se pregunta ¿Serán seguros?

Durante una crisis sísmica hay estructuras esenciales las cuales son de vital importancia ante una emergencia y más cuando se trata de un sismo porque dependiendo de su diseño es como se comportara la estructura ante un siniestro de estas características. Aquí viene una segundo pregunta, ¿El diseño de la estructura será adecuado a la demanda del sismo?, y con ella debemos determinar la metodología a seguir primero para establecer las características del sismo que podría actuar y la manera de evaluar la estructura.

Hoy en día tenemos herramientas que nos facilitan la evaluación y que ajustan a diferentes parámetros sin olvidar que estas herramientas solo trataran de acercarnos a lo que podría suceder y que los parámetros son totalmente criterio del usuario, las herramientas a las cuales refiere este texto son proporcionadas por normas tales como NCSE-02, EC-08, ATC-40, RISK-UE WP04, todas estas aplicadas y como software de apoyo para facilitar el cálculo utilizaremos Matlab, Sap2000, TreMuri.

La zona de estudia se delimita al Hospital de Val d´Aran ubicado en Vielha(Lleida) al norte de Cataluña, donde se considera una sismicidad de baja a moderada y en donde los dos últimos registros de consideración son un terremoto de magnitud 5.2 y dos de magnitud 4 en 1969. Es por ello que el análisis de una estructura esencial es muy importante ya que en una emergencia será una de las estructuras más solicitadas por la prestación de servicio de salud.

## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo General

- Hacer un análisis estático no lineal de la estructura (Pushover) y obtener las curvas de vulnerabilidad para evaluar el daño que podría sufrir una estructura, que en este caso se considera como una estructura de importancia especial porque es el Hospital de Vielha, en caso de ser necesario es importante hacer las recomendaciones pertinentes que según este estudio sean necesarias para dar el uso correcto a la edificación.

### 1.1.2 Objetivos particulares

Se han planteado los siguientes objetivos particulares para este proyecto:

- Caracterizar la zona sísmica de acuerdo a los parámetros del Eurocodigo (EC-08) y la Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02).
- Con software como SAP2000 y TREMURI hacer el análisis modal correspondiente a la estructura así como obtener la curva de capacidad del edificio.
- Obtener el punto de desempeño, curvas de fragilidad e índice de daño para evaluar la vulnerabilidad sísmica de la estructura para lo cual utilizaremos una rutina de Matlab que nos proporcionará los resultados, esta rutina fue creada por Jorge Ávila Haro.

## 1.2 Ubicación y Geografía

El hospital se encuentra en Vielha Mitg Arán es un municipio español de la provincia de Lérida, la cual está al noreste de España (*Figura 1*) y al norte de la Comunidad Autónoma de Cataluña. La capital del municipio, y también de la comarca del Val d'Aran, se encuentra en la población de Vielha. El Val d´Aran tiene una extensión de 620 Km². y el 30% del territorio está por encima de los 2,000 de altitud. Limita al norte con Francia (Ariège), al sur con la Alta Ribagorza y Aragón, al este con el Pallars Sobirà, y al oeste, de nuevo, con Aragón y Francia. La población actual del municipio es de 10,192 habitantes. (d´Aran, 2010).

**Figura 1. Mapa de España con la ubicación del municipio de Vielha. (Fuente: (GOOGLE, 2013))**

Las montañas del valle forman una barrera natural condicionando su climatología y aislamiento, de aquí, la inexistencia, durante siglos, de vías de acceso fáciles hacia Cataluña y Aragón. Esto explica que este territorio este muy vinculado, de forma natural. Su orientación hacia el norte, con una orografía de alto relieve y el clima atlántico del que disfruta, a pesar de estar en un país mediterráneo, proporciona al Valle un índice de precipitaciones muy por encima de la media de otras regiones pirenaicas y de la Península ibérica. (d´Aran, 2010)

**Figura 2. Ubicación de Vielha con respecto a Lérida y con respecto a Cataluña (recuadro menor). (Fuente: (Wiipedia, 2013))**

Por el norte colinda con Francia y en su divisoria se halla la cota 2,880 msnm del Mauberme, por el este confronta con la comarca catalana del Pallars y cota 2,656 msnm del Tuc de la Llança, por el sur con Pallars y Ribagorça cota 3,014 msnm del Besiberri Nord y finalmente el oeste con Francia y Aragón cota 3,010 msnm del Tuc de Mulleres. (Vielha, 2013)

**Figura 3. Fotografía de la localidad de Vielha. Fuente: (Thao, 2011).**

# Peligrosidad Sísmica

El peligro sísmico (o peligrosidad sísmica) de una región se denomina a la probabilidad de que se produzcan en ella movimientos sísmicos de una cierta importancia en un plazo determinado. No debe confundirse este concepto con el de riesgo sísmico, que depende de factores antrópicos y se refiere a los daños potenciales.

## *2.1 Sismicidad en España*

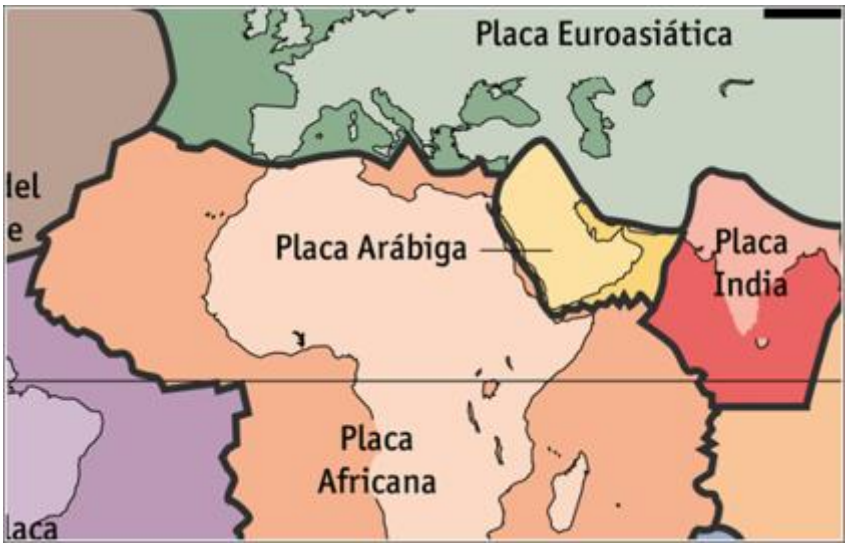



**Figura 4. Placas tectónicas que actúan en la península Ibérica.**

La sismicidad en España es consecuencia de la interacción entre la placa Africana, la microplaca de Alborán y la placa Euroasiática con la microplaca Ibérica (subplaca de la Euroasiática) Se establecen tres zonas:

- Zona primera: limitada por la isosista de grado VI (por lo tanto, por debajo de VI, intensidad baja). Corresponde a la mayor parte de la meseta central la zona norte (Cantabria, Asturias), a la zona central de Levante (de Tarragona a Valencia) y a la depresión del Ebro.

- Zona segunda: entre las isosistas VI y VIII (intensidad media). Corresponde a gran parte de Andalucía y provincias al norte de ésta (Badajoz, Ciudad Real, Albacete,…), del nordeste español (zonas de Cataluña, de Aragón, País Vasco y Navarra), Galicia y el sistema Ibérico.
- Zona tercera: por encima de la isosista VIII (intensidad alta). Se concentra en las cordilleras Béticas de Andalucía Oriental (Granada y parte de Málaga y Almería) y Murcia (por la interacción de las microplacas de Alborán e Ibérica con la placa Africana) y en dos zonas del Pirineo (aragonés y catalán) (erógeno de colisión resultante de la colisión por una ligera subducción de la microplaca ibérica bajo la europea).

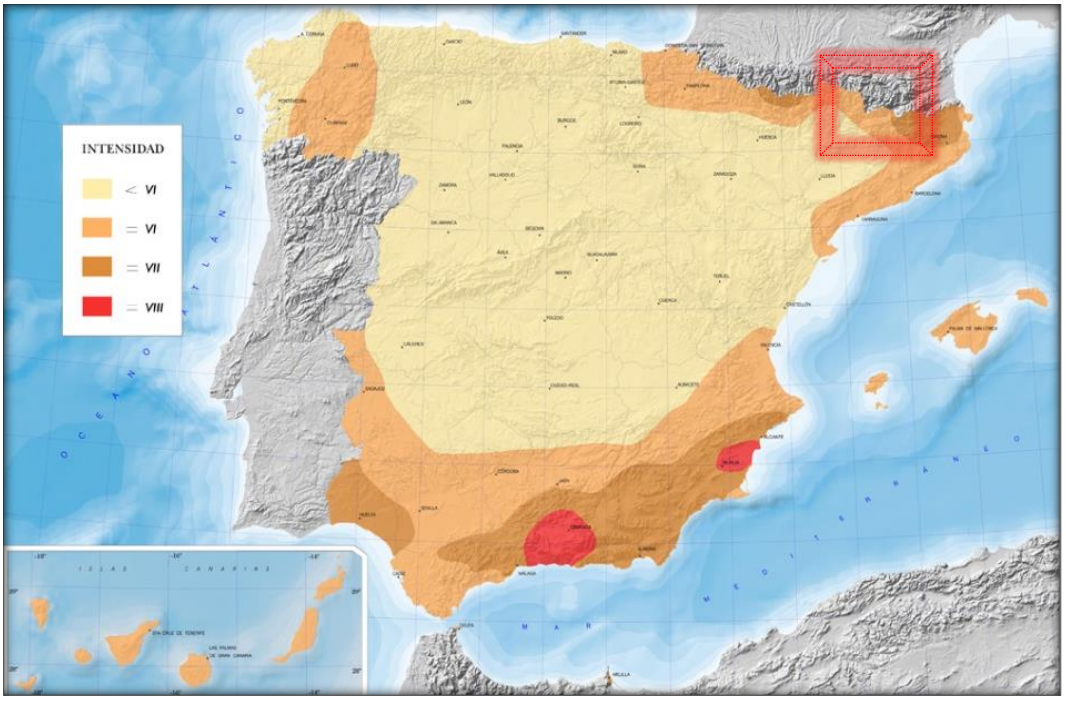



**Figura 5: Peligrosidad Sísmica de España (Periodo de Retorno 500 años). Fuente: (IGN, 2013)**

## *2.2 Sismicidad Local*

Los Pirineos son una de las zonas sísmicas más activas de Europa Occidental, en la que han ocurrido varios sismos con pérdidas humanas y daños asociados severos. A pesar de que la zona está caracterizada por una sismicidad instrumental moderada-baja (Figura 4), el registro de sismos históricos muestra que en los Pirineos han ocurrido varias crisis sísmicas importantes; Por ejemplo, los terremotos de la Edad Media en el sector Central-Oriental

(Olivera, Redondo, Lambert, Riera Melis, & Roca, 2006) o los terremotos en los alrededores de Lourdes.

Desde comienzos del siglo XX, sólo han ocurrido tres sismos con intensidades superiores o iguales a VIII, uno en 1967, en Arette (Francia), y dos en 1923, el terremoto de Martes (Huesca) y el terremoto de Vielha (Lleida). Este último terremoto (Imax = VIII) constituye una excepción en el registro de sismos preinstrumental ya que, además de haber quedado registrado en diferentes estaciones sísmicas, sus daños fueron descritos de forma sistemática por una red de observadores encargados de documentar los efectos producidos por los terremotos y otras catástrofes naturales. (Ortuño & Perea, 2010)

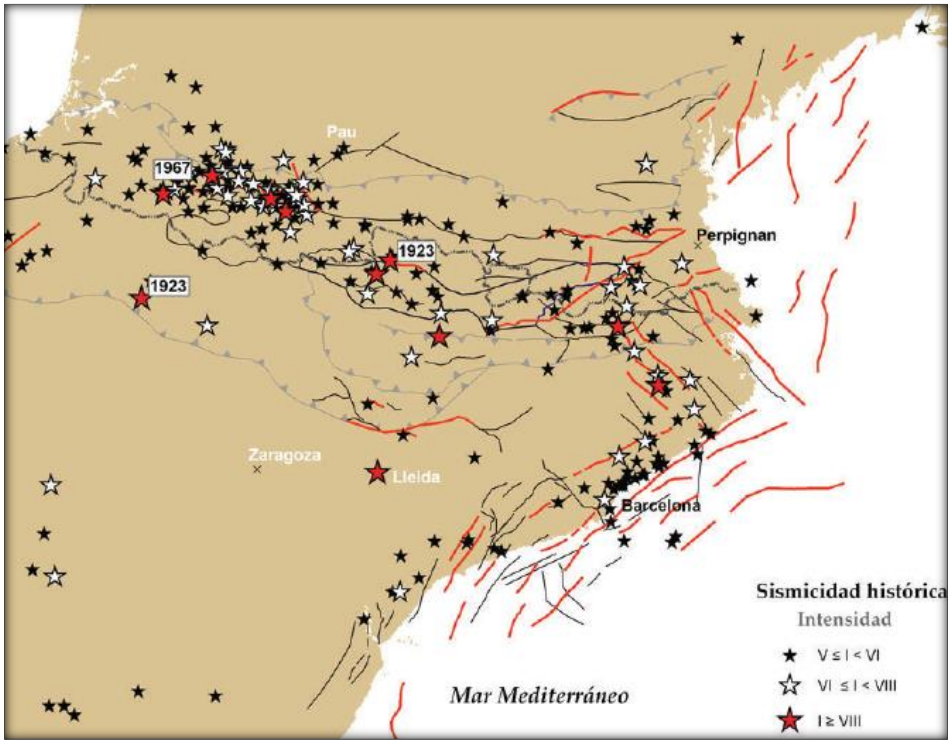



**Figura 6. Sismicidad histórica del Pirineo. Fuente: (IGN, 2013)**

En las partes altas de la Cordillera, restos de penillanuras altas formadas antes del establecimiento del drenaje glacio-fluvial cuaternario han podido ser utilizadas como marcadores geomorfológicos para identificar la actividad reciente de diversas fallas. Entre ellas destaca la falla del Norte de la Maladeta, situada en la vertiente meridional de la Val d´Aran (Figura 5). Se trata de una falla normal, y en su labio septentrional hundido se formó la pequeña cuenca sedimentaria de Prüedo en el Mioceno superior.

El frente montañoso definido por esta falla presenta facetas triangulares. La falla se orienta WNW-ESE y tiene unos 30 km de longitud. Su tasa de deslizamiento desde el Mioceno superior está comprendida entre 0,04 y 0,09 mm/año. Los datos instrumentales y la buena calidad de la información macrosísmica han permitido atribuir a esta falla el terremoto de 1923. También se piensa que es la causante del terremoto catastrófico de 1373, puesto que es la única estructura con evidencias de actividad reciente y una longitud suficiente para dar lugar a un terremoto de esta magnitud. (Capote, Estéves, Santanach, Sanz de Galdeano, & Simón, 2011)

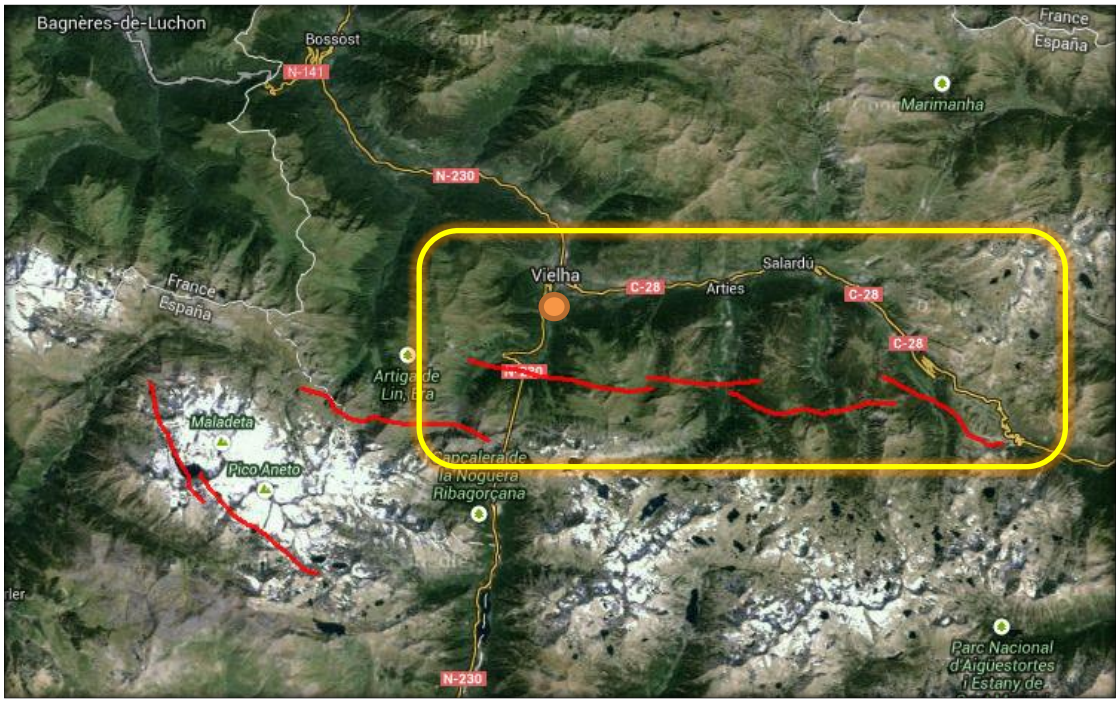



**Figura 7. Falla Norte de la Maladeta con una longitud aproximada de 25 a 30 km y tiene una tasa de deslazamiento de 0.04-0.09 mm/a y es considerada fuente sísmica de los terremotos en Vielha de 1923 (Mw= 5.2) y de Ribagorza de 1373 (Mw=6.2). Fuente: (IGME, 2012)**

La sismicidad histórica de la región nos demuestra que eventos de magnitud VIII (sismo de Vielha 1923) en la escala macrosísmica EMS-98 (EMS-98, 1998) se han presentado en la región por lo que si consideramos que la magnitud actuante oscila entre Mw=5.0-6.0.

En la península Ibérica se tienen registros desde el año 348 d.C. hasta hoy en día según el Instituto Geográfico Nacional (IGN), pero los la red de información sísmica es relativamente reciente cuando a partir de 1920 se instalaron los primeros sistemas, por lo tanto eventos anteriores a estos probablemente solo obtendremos datos como fecha, ubicación y/o intensidad, inclusive eventos después de 1920 no es posible obtener todos los datos ya que las

estaciones sismológicas fueron colocadas de manera gradual. A continuación se presentan dos graficas en donde se muestran eventos antes y después de 1920. (Toriijo, Melguizo, Bescós, Garijo, & Bueso, 2001)

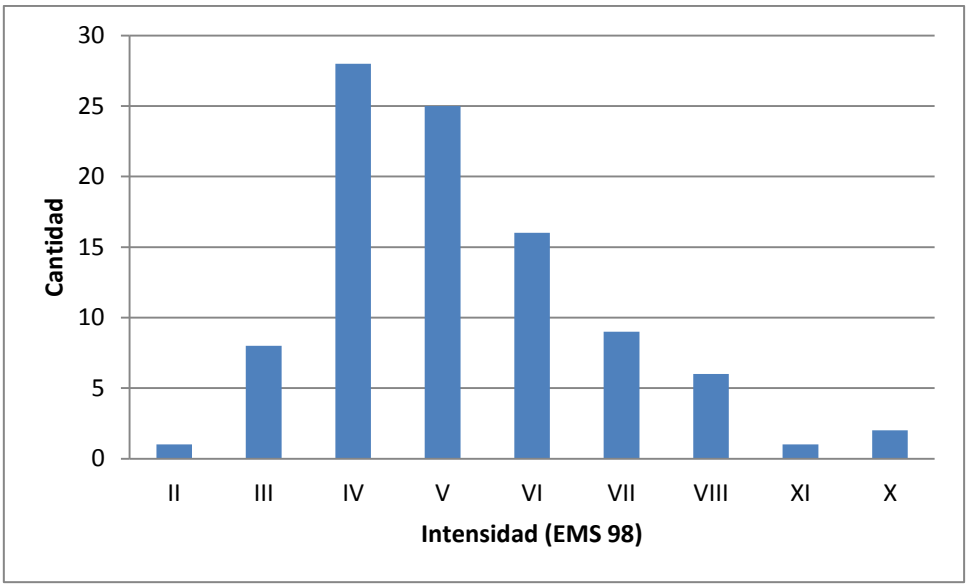



**Figura 8. Eventos sísmicos en el Pirineo Catalán desde el año 348 hasta el año 1919. En total se registraron 148 eventos aunque solo de 96 se obtuvo su intensidad. Fuente: (Nacional, 2013)**

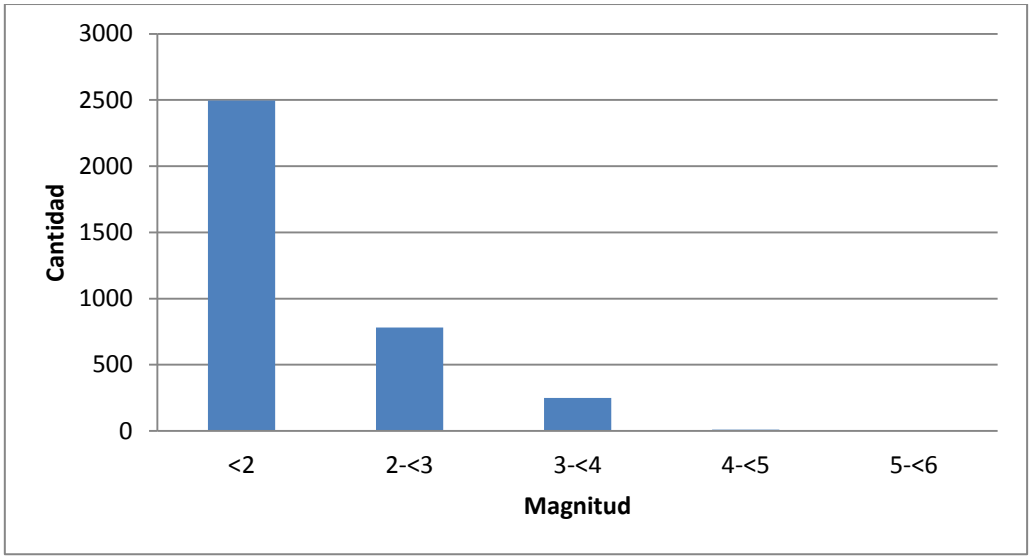



**Figura 9. Eventos sísmicos en el Pirineo Catalán desde 1920 cuando se empezaron a colocar las primeras estaciones sísmicas hasta 2013, en total se registraron 3614 eventos de los cuales solo 3540 obtuvimos su magnitud. Fuente: (Nacional, 2013)**

En la figura 7 podemos observar una gran mayoría de eventos menores a 2 grados casi imperceptibles o muy débiles para ser considerados como un riesgo en mayor cantidad eventos entre 2 y 5 grados, pero muy pocos eventos mayores a 5 grados solo 2. Los cuales en la escala EMS-98 puede llegar a ser VII y precisamente en los Pirineos centrales Val d'Aran y la Ribagorza, donde en 1923 tuvo lugar el terremoto de Vielha (M=5,2). (Capote, Estéves, Santanach, Sanz de Galdeano, & Simón, 2011).

## *2.3 Caracterización de la zona*

En las diferentes versiones de la norma sísmica española han existido distintos mapas de peligrosidad, los mismos que inicialmente definían la peligrosidad en términos de intensidad macrosísmica, y que actualmente lo hacen en términos de aceleración básica. En la siguiente imagen mostramos el más reciente que representa un periodo de 500 años. Específicamente para la población en estudio aplica una aceleración de 0.04g (PGA) según la NCSE-02.

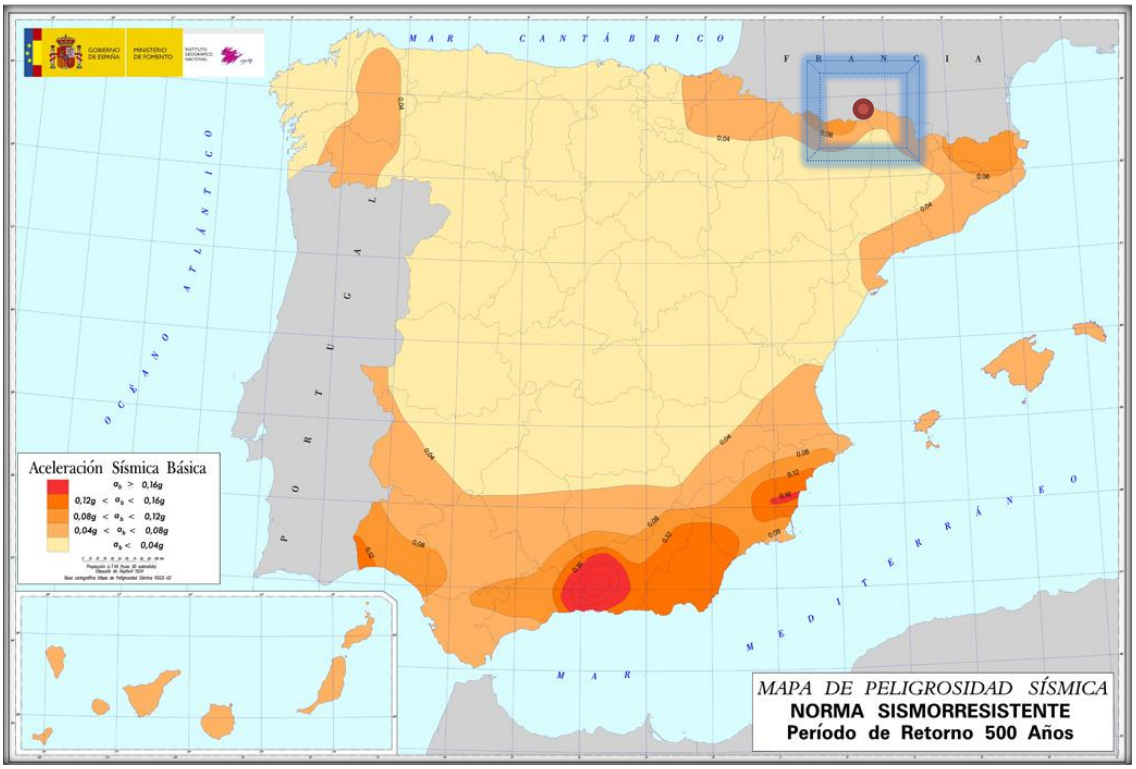



**Figura 10. : Mapa de Peligrosidad sísmica de la norma NCSE-02. Fuente: (IGN, 2013)**

El movimiento en un determinado lugar es una función de la aceleración en roca (PGA) y de las condiciones locales (efectos del suelo). Para incluir en el análisis el efecto de amplificación generado por el suelo, es necesario conocer el valor de transmisión de las ondas de cizalla, con el cual, es posible clasificar el suelo y definir su coeficiente de amplificación. En general, rocas muy rígidas tendrán un coeficiente cercano a 1 mientras que, a medida que disminuye la rigidez del suelo, el factor de amplificación aumenta.

La actual norma sísmica española reconoce que según la velocidad de transmisión de las ondas de cizalla, los suelos pueden clasificarse en 4 tipos, a los cuales se asocia un factor de amplificación particular. Estos valores están indicados en la siguiente tabla *(*Tabla1).

| Tipo de Suelo | Descripción | Vs (m/s) | Coeficiente de Suelo |
|---|---|---|---|
| I | Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso | >750 | 1 |
| II | Roca muy fracturada, suelos granulares o cohesivos muy duros | 400 - 750 | 1.3 |
| III | Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme | 400 - 200 | 1.6 |
| IV | Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando | ≤ 200 | 2 |

**Tabla 1. Clasificación y coeficientes de suelo, según la norma NCSE-02**

Otra de las normas que presenta los valores del factor de amplificación es el EUROCODIGO 8, que distingue 5 tipos de suelo. En la *Tabla 2*, en la cual se indican estos valores.

| Tipo de Suelo | Descripción | Vs (m/s) | Coeficiente de suelo |
|---|---|---|---|
| A | Roca dura u otra formación geológica similar a las rocas, incluyendo como mínimo 5 metros de material más flojo en superficie. | > 800 | 1 |
| B | Depósitos muy densos de arenas, gravas o arcillas muy consistentes, caracterizados por un incremento gradual de sus propiedades mecánicas en profundidad | 360 - 800 | 1.35 |
| C | Depósitos profundos de arenas densas o medio – densas, gravas o arcillas consistentes con espesores | 180 – 360 | 1.5 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| | de al menos varias decenas de metros hasta algunos centenares de metros. | | |
| D | Depósitos de suelo con cohesión media a baja (con o sin intercalaciones de capas más blandas), o de suelo cohesivo predominantemente de flojo a firme. | < 180 | 1.8 |
| E | Un suelo cuyo perfil consiste en una capa superficial de aluvial con valores de Vs de tipo C o D y espesor variable entre 5 y 20 m sobre un material más consistente con Vs > 800 m/s. | - | 1.6 |

**Tabla 2. : Clasificación y coeficientes de suelo de la norma EC-8. Fuente: (European Commite for Standarization, 2004)**

## *2.4 Espectro de respuesta elástico*

En el marco del diseño Sismorresistente, es necesario representar el movimiento del suelo con un modelo completo de amplitudes en función de la frecuencia, este modelo recibe el nombre de Espectro de Respuesta Elástico, y está indicado en las normas sismoresistentes.

Para el presente trabajo se consideran dos de ellas:

- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02).
- Eurocódigo 8.

### *2.4.1 NSCE-02*

Es la norma española de diseño sismorresistente, y establece un espectro normalizado de respuesta elástica en superficie libre del terreno, es decir se incluyen los efectos de amplificación, que escogen en función de las características de la zona en estudio caracterizada por la velocidad de las ondas de corte.

En la siguiente figura (Figura 10*)*, se presentan los espectros de diseño de la norma NCSE-02 para todos los tipos de suelo.

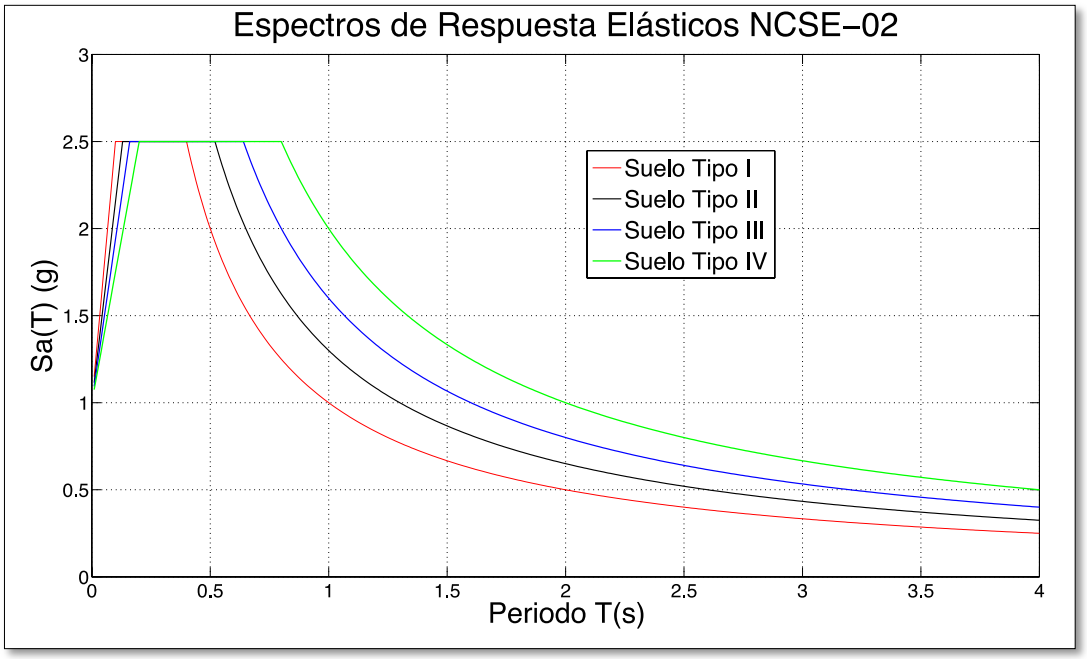



**Figura 11. Espectros de respuesta elásticos definidos en la norma NCSE-02.**

.

Este espectro está definido para aceleraciones horizontales que actúan sobre un oscilador lineal simple, con un amortiguamiento del 5 % respecto del crítico. El mencionado espectro se obtiene por medio de las siguientes ecuaciones.

$$\text{Si } T < T_A \qquad a(T) = 1 + 1{,}5 \times T/T_A$$
$$\text{Si } T_A \leq T \leq T_B \qquad a(T) = 2{,}5$$
$$\text{Si } T > T_B \qquad a(T) = K \times C/T$$

T: Periodo del oscilador.

K: Coeficiente de contribución, en este caso es igual a 1.

C: Coeficiente de suelo, el mismo que se detalla en la tabla 1.

Las expresiones que definen $T_A$ y $T_B$, son las siguientes:

$$T_A = \frac{K \times C}{10}$$
$$T_B = \frac{K \times C}{2.5}$$

### *2.4.2 Eurocódigo 8*

Establece un espectro definido para las componentes horizontales de la acción sísmica, y viene definido con las siguientes ecuaciones:

$$Si\ \ 0 \le T \le T_A \qquad S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (h \times 2,5 - 1)\right]$$

$$Si\ \ T_B \le T \le T_C \qquad S_e(T) = a_g \times S \times h \times 2,5$$

$$Si\ \ T_C \le T \le T_D \qquad S_e(T) = a_g \times S \times h \times 2.5 \times \left[\frac{T_C}{T}\right]$$

$$Si\ \ T \le T_D \le 4s \qquad S_e(T) = a_g \times S \times h \times 2.5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2}\right]$$

T: Periodo del oscilador.

$a_g$: Aceleración sísmica de cálculo ( $a_g = g_1 \times a_{gR}$).

$g_1$: Factor de importancia, en este caso 1.3 según el Eurocodigo pide que hagamos referencia a la norma local.

$h$: Factor de corrección por amortiguamiento.

*S*: Coeficiente de suelo definido en la siguiente tabla (tabla 3).

Esta norma admite que, si el sismo de control no supera una magnitud Ms=5.5, se recomienda el uso del espectro de respuesta elástico tipo II. Los Valores correspondientes a cada una de sus variables se indican en la siguiente tabla.

| Tipo de Suelo | S | $T_B$(s) | $T_C$(s) | $T_D$(s) |
|---|---|---|---|---|
| A | 1,0 | 0,05 | 0,25 | 1,2 |
| B | 1,35 | 0,05 | 0,25 | 1,2 |
| C | 1,5 | 0,10 | 0,25 | 1,2 |
| D | 1,8 | 0,10 | 0,30 | 1,2 |
| E | 1,6 | 0,05 | 0,25 | 1,2 |

**Tabla 3. Coeficientes definidos en el EC-8 para un espectro de respuesta tipo 2.**

En la siguiente figura (Figura 11) se presentan los espectros de respuesta tipo II, para todos los tipos de suelo considerados en el Eurocódigo 8.

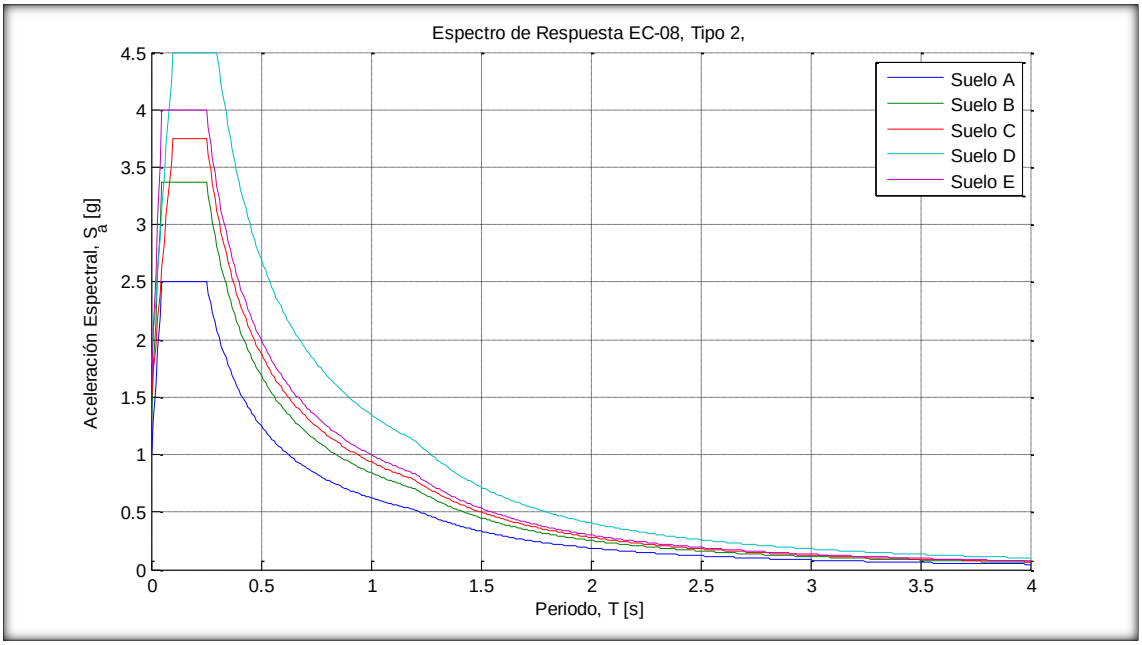



**Figura 12. Espectros de respuesta elástico tipo II del Eurocódigo 8.**

# Descripción del Edificio

El Hospital público de Vielha se encuentra en pleno centro de la localidad de Vielha, en la calle Espitau 8 del municipio de Vielha e Mijaran que se construyó en el año 1985. Este hospital es de vital importancia para la región ya que antes no se contaba con recursos suficientes para atender a la población y en general tenían que cruzar hacia Francia porque tenían acceso a los servicios sanitarios que en ese momento era de mejor calidad, con este antecedente en 1982 se decidió crear un programa para atender a la población y así construir el primer hospital de atención básica aunque ya se tenía un CAP (Centro de Atención Primaria).

**Figura 13. Ubicación del Hospital. Fuente: (GOOGLE, 2013)**

**Figura 14. Fotografía de la fachada del edificio. Fuente: (Arquitectos, 2011)**

El edificio cuenta con 4300 m² de construcción, donde corresponde a una unidad de hospitalización estándar con 18 camas, también alberga un centro de atención primaria ambulatoria para todo el valle. El edificio tiene un valor catastral de 1 716,577.00 euros y un valor de equipos y contenido por 2 183,669.00 euros.

La construcción tiene un sótano, 3 plantas y azotea, según los planos arquitectónicos el edificio está distribuido de la siguiente manera:

| Sótano | Primera Planta | Segunda Planta | Tercera Planta |
|---|---|---|---|
| Instalaciones Eléctricas | Cafetería | Vestidores | Habitaciones |
| Instalaciones Hidráulicas | Área de consulta | Sala de Reunión | Oficinas |
| Vestidores | Área de Espera | Vestidores | Almacén |
| Área de carga | Recepción | Aulas | Distribuidor |
| Almacén | Archivo | Área de Espera | |

**Tabla 4. Distribución de los diferentes plantes del edificio según planos arquitectónicos.**

## *3.1 Detalles constructivos*

De acuerdo a los planos estructurales el edificio está compuesto por dos estructuras completamente independientes, separadas por 0.3 cm, por ende debemos dividir el edificio en dos partes hemos optado por seleccionar una de ellas (Edificio A, véase figura 12) para realizar el análisis, en las siguientes imágenes (figura 11 y 12) se aprecia la división de la estructura y cuál es la estructura seleccionada para el estudio.

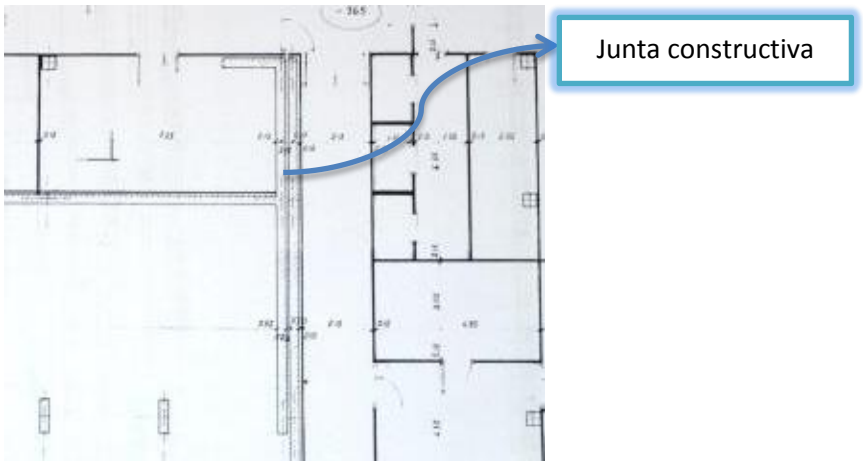



**Figura 15. Detalle de Junta constructiva donde es claro que las estructuras son independientes. Fuente: Planos proporcionados por la administración.**

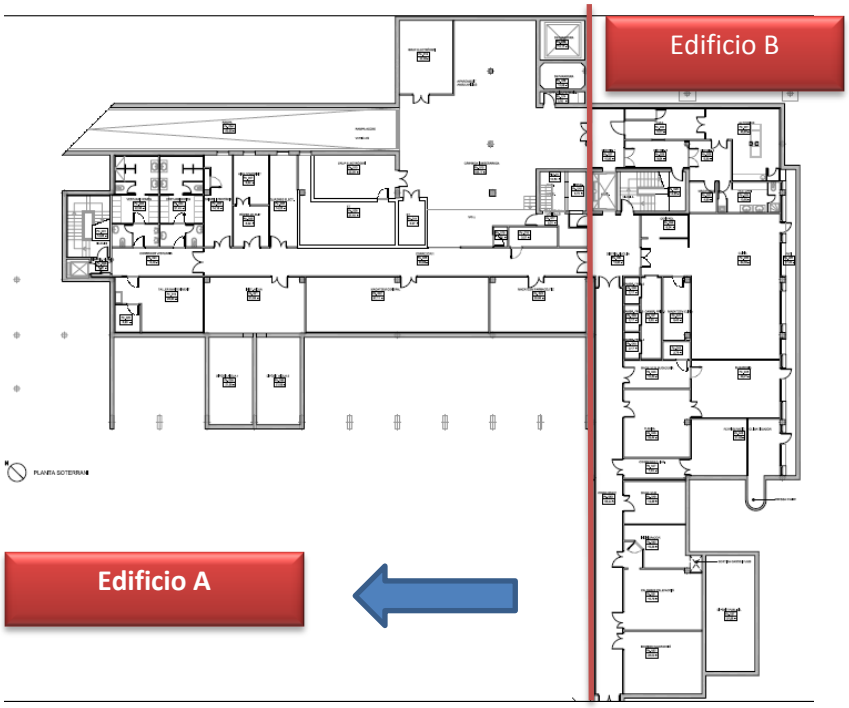



**Figura 16. Detalle de división de la estructura en sus componentes independientes, la línea roja indica donde se encuentra la junta constructiva. El Edificio A es el seleccionado debido a su distribución. Fuente: Planos proporcionados por la administración del hospital.**

Resuelto lo anterior describiremos los elementos principales de la estructura, losas, muros, columnas, cimentación, vigas principales. El edificio estructuralmente está compuesto de hormigón armado con muros de mampostería no reforzada y según el informe de para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del Instituto Geológico de Catalunya cuenta con una irregularidad mediana en planta y alta en altura, sin efecto de pilar corto, tampoco sin la posibilidad de golpeteo, sin asentamientos diferenciales y sin fisuras en elementos estructurales. La estructura no ha tenido reformas que afecten el comportamiento estructural ni para distribuir el espacio ni para repararlas.

### *3.1.1 Cimentación*

La cimentación del edificio está compuesta por 6 zapatas de hormigón armado donde se apoyan ciertas columnas, de ahí en fuera son solo zapatas corridas a lo largo y ancho del edificio pero que generalmente siguen los ejes de columna y muros. La imagen del plano de cimentación se encuentra en los anexos (Ver Anexo 1).

### *3.1.2 Columnas*

Hay 15 tipos de columnas tratadas en el edificio todas ellas de hormigón armado y con diferentes alturas la cuales se pueden ver en la figura 13, llegando a una altura de 12.59 metros, las cuales están distribuidas de la siguiente manera por las diferentes plantas del edificio:

| Planta | Cantidad de Columnas |
|---|---|
| 1 | 31 |
| 2 | 33 |
| 3 | 32 |
| **Total** | **96** |

**Tabla 5. Distribución de la cantidad de columnas en el Edifico A del Hospital**

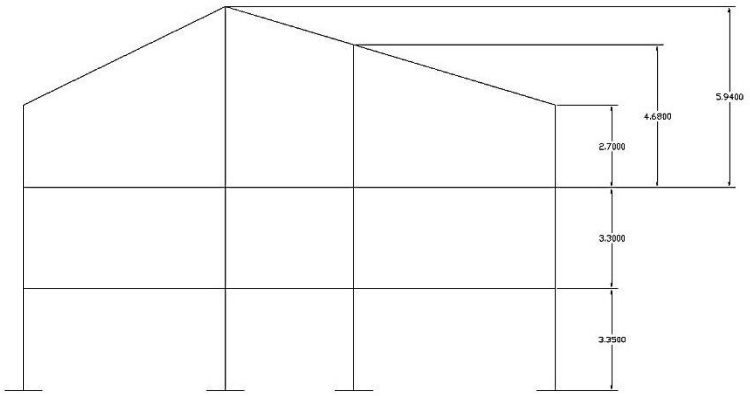



**Figura 17. Corte del Edificio A y detalle de altura de las columnas. Tenerse en cuenta que el sótano es un nivel por debajo del subsuelo y al evaluar los efectos son despreciables.**

En la siguiente tabla (tabla 3) concentramos los 15 tipos de columnas que existen en el edificio y las cuales ocuparemos para modelar el edificio.

| | Largo X Ancho (cm) | | |
|---|---|---|---|
| **Columna y Amado** | **A** | **B** | **Refuerzo** |
| Col 30 x 100 | 30 | 100 | 8 Ø 12 |
| Col 30 x 30 | 30 | 30 | 12 Ø 20 |
| Col 30 x 30 | 30 | 30 | 4 Ø 12 |
| Col 30 x 30 | 30 | 30 | 4 Ø 16 |
| Col 30 x 30 | 30 | 30 | 4 Ø 20 |
| Col 30 x 30 | 30 | 30 | 8 Ø 12 |
| Col 30 x 30 | 30 | 30 | 8 Ø 16 |
| Col 30 x 30 | 30 | 30 | 8 Ø 20 |
| Col 30 x 40 | 40 | 30 | 8 Ø 16 |
| Col 30 x 40 | 40 | 30 | 8 Ø 20 |
| Col 30 x 80 | 30 | 80 | 8 Ø12 |
| Col 40 x 30 | 30 | 40 | 10 Ø 20 |
| Col 40 x 30 | 30 | 40 | 12 Ø 20 |
| Col 40 x 30 | 30 | 40 | 8 Ø 20 |
| Col 40 x 40 | 40 | 40 | 12 Ø 20 |

**Tabla 6. Se definen las dimensiones de cada columna así como el refuerzo longitudinal.**

### *3.1.3 Losas*

Las losas son forjados reticulares de hormigón armado con peralte de 30 cm, con una capa de compresión de 5 cm, los aligerantes tienen una separación de 10 cm y dimensiones generales de 0.7 m X 0.7 m X 0.25 m, por lo que de centro a centro de vigueta hay una distancia de 80 cm. Las vigas principales están embebidas dentro de la losa por lo que no hay características particulares de cada una de ellas y se hará una generalización de acuerdo a planas para interpretarlas.

**Figura 18. Detalle de forjado reticular, se pueden apreciar las vigas, capitel y aligerantes. Fuente: IGC**

### *3.1.4 Muros.*

Los muros son de mampostería no reforzada con espesores estimados de 5, 10 y 20 cm. Distribuidos en las tres plantas del edificio, en los planos arquitectónicos que vienen como anexo se pueden apreciar de mejor manera. Los elementos son de ladrillo hueco unidos con mortero.

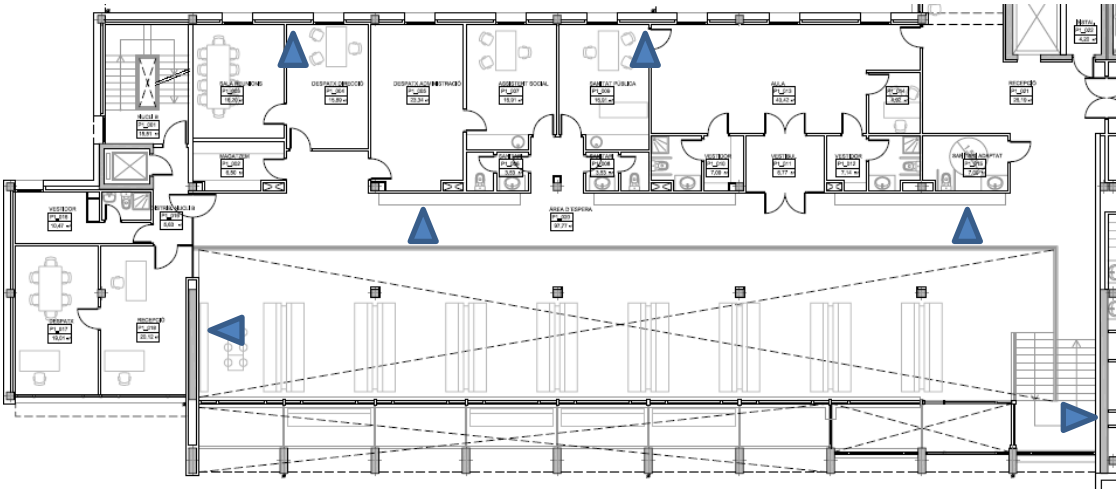


**Figura 19. Ejemplo de muros en el edificio, de diferentes espesores 5, 10 y 20 cm. Fuente: Planos proporcionados por IGC.**

# Modelo Estructural

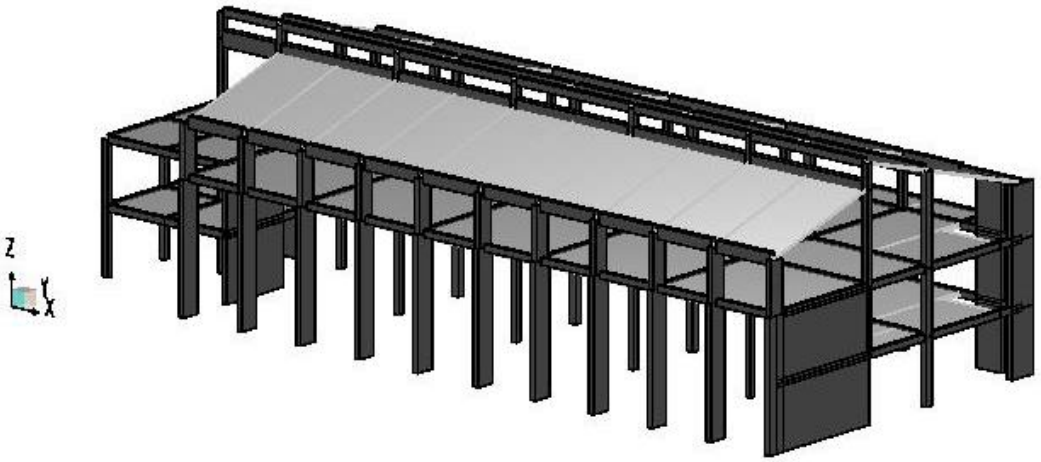



**Figura 20. Modelo Estructural 3D del Hospital de Vielha hecho en SAP2000.**

Para la construcción del modelo estructural del edificio en estudio se utilizaran 2 software de cálculo de estructuras tales como SAP2000 y 3MURI. Para el análisis modal y Pushover de la estructura en cada programa es necesario definir algunos parámetros que se detallan a continuación:

- Materiales
- Cimentación
- Secciones de vigas y sus propiedades
- Secciones de columnas y sus propiedades
- Secciones de Losas para cada planta y la terraza.
- Tipos de carga a ser consideradas en el edificio
- Combinaciones de cargas

Todos estos parámetros se definirán en función de la Norma de Construcción Española EH-73 de la comisión permanente de hormigón y la Norma MN 101-1962 de Acciones en la Edificación, ya que el edificio fue construido entre 1982 y 1985 que fue cuando la obra finalizó.

## *4.1 Materiales*

En la siguiente tabla definiremos los materiales utilizados con las características principales de cada uno de ellos.

| Características | Unidades | Material | |
|---|---|---|---|
| | | Hormigón Armado | Acero de Refuerzo |
| Peso Especifico | KN/m³ | 23.56 | 76.97 |
| Resistencia Característica | KN/cm² | 1.96 | 41.36 |
| Carga Unitaria de Rotura | KN/cm² | 0 | 62.05 |
| Módulo de Elasticidad | KN/cm² | 2485.55 | 19994.79 |
| Módulo de Cortante | KN/cm² | 1035.64 | 0 |
| Coeficiente de Poisson | U | 0.2 | |
| Coeficiente de Dilatación Térmica | U | 9.90E+06 | |
| Normativa o Especificación | | EH-73 | EH-73 |

**Tabla 7. Descripción de los materiales utilizados.**

Cabe señalar que la resistencia característica señalado de 1.96 KN/cm² equivale a lo descrito en el proyecto en este caso los planos estructurales que es de 200Kg/cm².

## *4.2 Cimentación*

La cimentación de este proyecto en el modelo estructural no se modela y consideramos que está completamente empotrada cada una de las columnas modeladas, también se ha decidido solo tomar en cuenta los niveles que estén por encima del nivel del suelo ya que los efectos sísmicos en los niveles que están embebidos en el suelo son prácticamente nulos y lo que se busca es hacer más eficiente el cálculo.

## *4.3 Vigas*

Las vigas en la estructura no están detalladas como tales, ya que las losas reticulares actúan como ellas, por lo cual se ha determinado disponer de vigas estándar para simular la función. De acuerdo a planos y a los peraltes de las losas se ha determinado que las vigas tomarán las siguientes dimensiones:

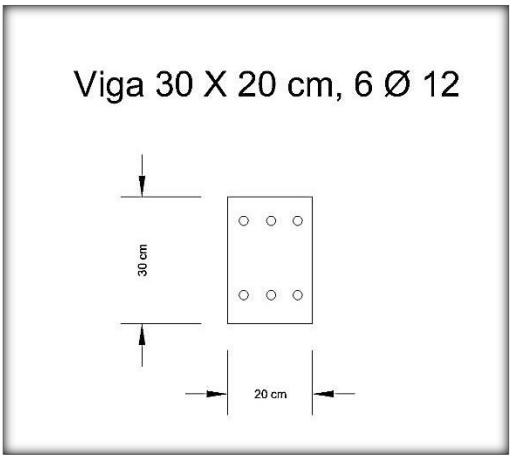



**Figura 21. Detalle de Viga principal adecuada para la losa del primer y segundo nivel.**

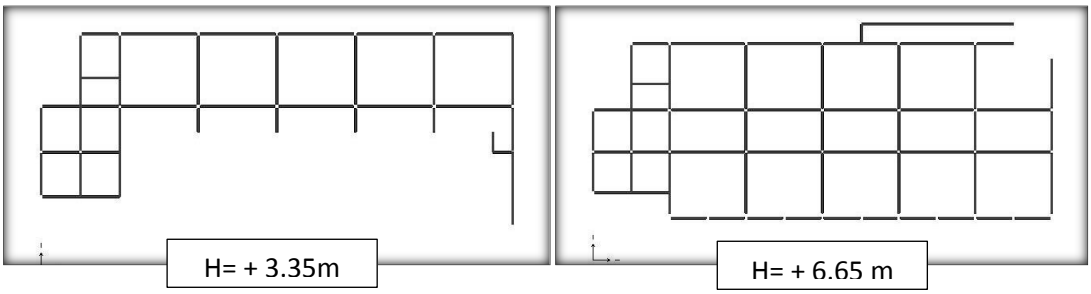



**Figura 22. Distribución para Primer nivel y Segundo Nivel la viga antes mencionada dentro de la estructura.**

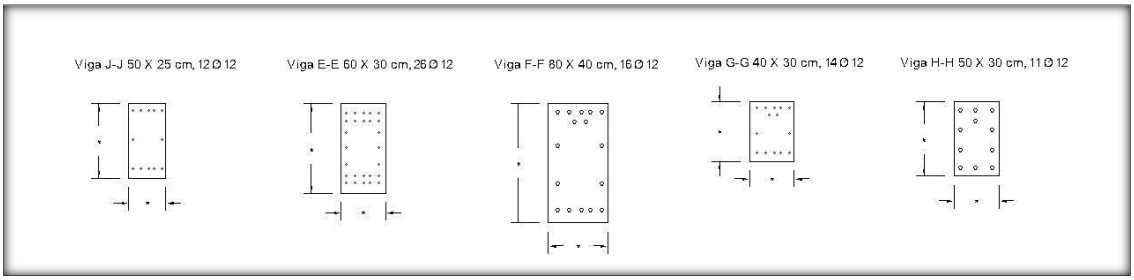



**Figura 23. En la imagen se aprecian las diferentes vigas y sus armados existentes en el nivel de azotea, cada uno a diferente nivel debido a su altura variable. Tomado del plano estructural.**

## *4.4 Columnas*

Existen 15 tipos de columnas distribuidos a lo largo de los tres niveles cada una con un armado diferente y orientación, en la siguiente figura se aprecia el detallado de cada una de ellas. En los anexos se encuentran los planos de distribución de las columnas y su respectiva altura.

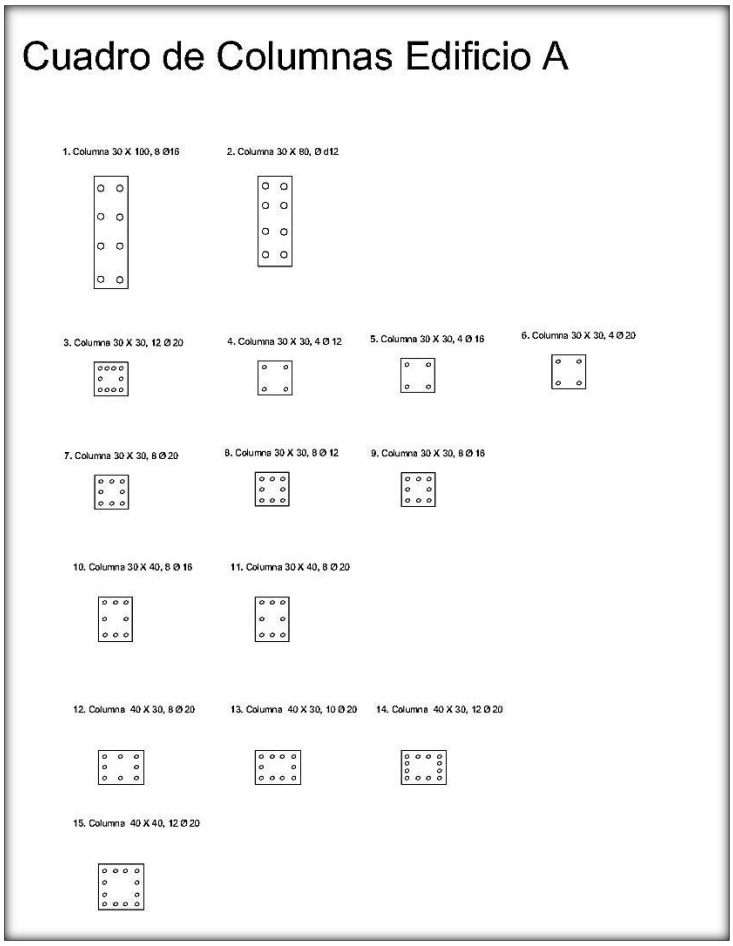



**Figura 24. Cuadro de Columnas con dimensiones y armados.**

La cuantía y separación de estribos no viene descrita en planos asumimos una cuantía estándar para todas las columnas, es este caso hemos selecciona do varillas Ø8 @ 25 cm, como se aprecia en la siguiente figura.

**Figura 25. Se asigna la cuantía y separación de estribos.**

## *4.5 Losas de entrepiso y azote.*

Las losas de entrepiso son losas reticulares de hormigón descrito anteriormente, las cuales al ser modeladas en SAP2000 hemos utilizado una losa equivalente para transmitir correctamente las cargas por medio de una herramienta de SAP2000 llamada *thin Shell.* Esta herramienta no ayuda a representar propiedades de un muro, losa o cualquier cosa que nos represente un área y necesite transmitir esfuerzos en 6 grados de libertad (*Rx, Ry, Rz* y *Fy, Fz*). La losa equivalente tendrá las mismas propiedades mecánicas y materiales que la losa reticular con la diferencia que es mucho más sencillo modelarla. (CSI, 2007). La losa equivalente utiliza 19.4 cm de peralte el cual funciona en toda el área de la losa y en las dos direcciones.

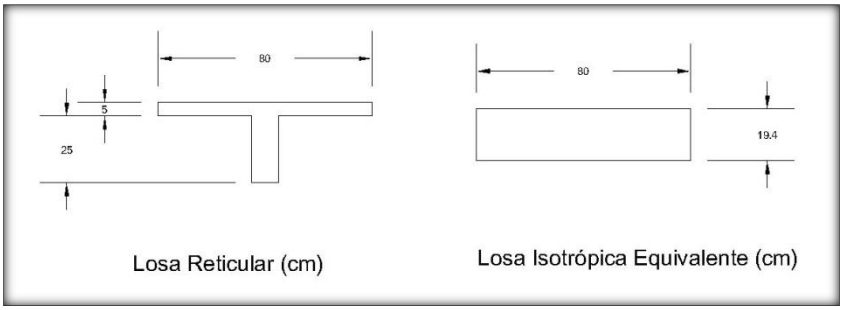



**Figura 26. Comparación entre la losa reticular y la losa equivalente usada en SAP2000.**

La losa de azotea es otro elemento estructural del cual no se tienen los datos completos por lo que se ha decidido modelarla como un elemento macizo aligerado ya que las cargas actuantes no deberán sobreasar los 150 kg/cm² de carga viva con acceso para mantenimiento.

## 4.6 Tipos de carga

En la siguiente tabla mostramos las cargas permanentes y vivas actuantes sobre la estructura

| **Cargas permanentes** | | |
|---|---|---|
| **Tipo** | **Unidades** | **Carga** |
| Terminados Entrepiso | kN/m² | 0.98 |
| Terminados Terraza | kN/m² | 0.59 |
| Muros | kN/m² | 0.47 |
| Escalera | kN/m | 2.94 |
| **Cargas de uso** | | |
| **Tipo** | **Unidades** | **Carga** |
| Viva | kN/m² | 3.92 |
| Viva Terraza | kN/m² | 1.96 |
| Viva Escaleras | kN/m | 2.94 |

**Tabla 8. Cargas actuantes sobre el modelo de la estructura de acuerdo a la norma de Acciones de la edificación MN-101-1962, vigente para esa época. La norma no sufrió un cambio sustancial hasta 1988 donde paso a ser NBE-AE/88.**

## 4.7 Combinación De Carga

De acuerdo al Eurocódigo EC-08 en el apartado 3.2.4 se considera que la combinación de carga para el análisis sísmico de una estructura viene dado por la siguiente fórmula.

$$\sum G + \sum \gamma_E Q$$

En donde G son todas las masas de tipo gravitacional o permanente, $\Psi_E$ es el factor de participación de masas variables o no permanentes y Q, las masas no permanentes presentes en la estructura (European Commite for Standarization, 2004).

En el presente estudio se considera al peso propio y todas las cargas permanentes en la estructura como G, todas las cargas uso como Q y $\Psi_E$ se asume una influencia de las cargas de uso de un 40% de acuerdo a la normativa italiana NTC-2008.

## 4.8 El Modelo en TreMuri

El modelo se asemeja al utilizado en SAP2000, pero aquí vamos a resaltar que en TreMuri no se puede realizar las losas inclinadas que tiene el modelo y que es un software que tiene por objetivo analizar el comportamiento no solo del hormigón sino también de la mampostería y todo lo que conlleva modelarla. El profesor José Ramón González Drigo es quien proporciono todos los conocimientos técnicos y prácticos de esta herramienta.

Los parámetros de entrada están indicados en las tablas 6, 7 y 8, cabe resaltar que añadiremos una propiedad más y será la de los muros como elemento que podrá degradarse durante el empuje incremental proporcionando rigidez a la estructura.

Para la mampostería, el programa considera una curva bilineal elasto–plástica perfecta, cuya resistencia y desplazamiento, están definidos por los estados límite. Al igual que los programas mencionados, el objetivo del presente modelo es obtener la curva de capacidad, la misma que puede entenderse como una descripción de la respuesta estructural en términos del desplazamiento. El análisis modal en este programa se resuelve para cada estado de deformación, utilizando el método de Newton–Raphson para degradar la matriz de rigidez. Esto determina el patrón de cargas a aplicar en el paso siguiente

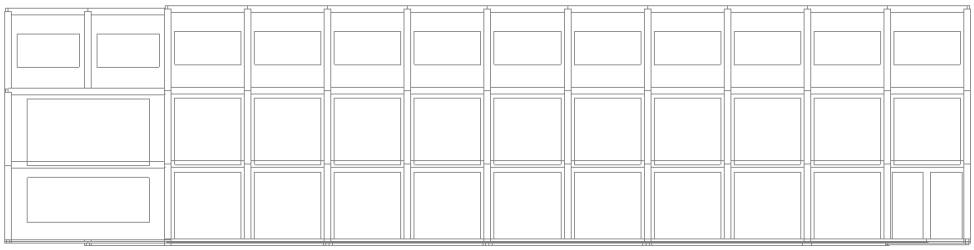


**Figura 27. Imagen tomada de TreMuri.**

Para la mampostería se consideraros los siguientes parámetros:

| Peso Específico $\gamma (kN/m^3)$ | Límite elástico $f_m (kN/cm^2)$ | Módulo de elasticidad $E_m (kN/cm^2)$ |
|---|---|---|
| 11.77 | 0.2377 | 180 |

**Figura 28. Características mecánicas de la mampostería.**

Estas características se han estimado en base a la norma MV 101-1962 y también al Eurocodigo, donde marca varias expresiones para determinarlas:

$$f_k = K \times f_b^{0.7}$$

*K*: Constante que toma en consideración la calidad de los materiales y el tipo de construcción.

$f_b$: Resistencia a compresión de una pieza de fábrica inferior a *7.5 kN/cm*$^2$.

El valor adoptado para *K*, en base a la tabla 3.3 del Eurocódigo 6 es de *0.25* para un ladrillo cuya densidad varía entre *7.85 – 14.71 kN/m*$^3$. La expresión que definirá el valor del módulo de elasticidad es la propuesta por (San Bartolomé, 1990), que se muestra a continuación:

$$E_m = 500 \times f_k$$

LA estructura final modelada en SAP2000 y en TreMuri se ven de la siguiente manera.

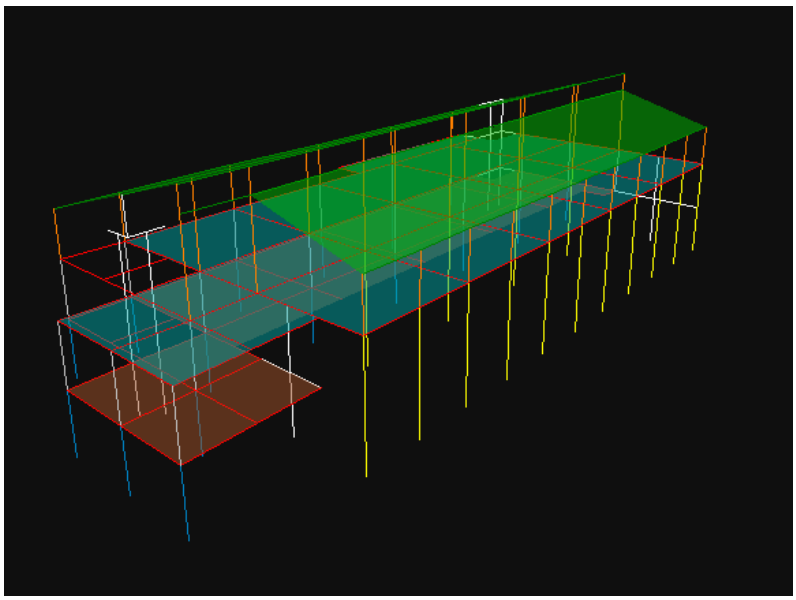


**Figura 29. Estructura modelada en SAP2000.**

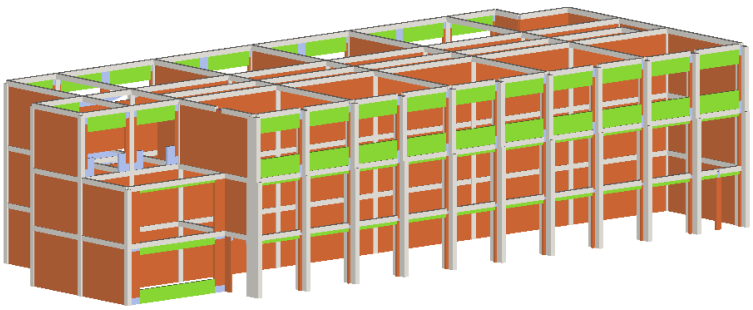


**Figura 30. Estructura modelada en TreMuri.**

# Descripción del Análisis

## 5.1 Demanda Sísmica

Para el análisis de la demanda sísmica se considera un análisis mediante un espectro de respuesta de acuerdo a la normativa española NCSE-02 y el Eurocódigo EC-08 en función de la zona de emplazamiento de la estructura. Por la cual la zona será caracterizada de acuerdo a los parámetros establecidos anteriormente.

## 5.2 Espectro de Respuesta para la localidad de Vielha

La norma NCSE-02, señala que la aceleración sísmica básica del terreno $a_b$ está definida por el mapa de peligrosidad sísmica, el cual muestra el valor de la aceleración de cada lugar en función de la gravedad (g) y el coeficiente de contribución *K* para los distintos tipos de terremotos esperados en distintos puntos de España, tal como se muestra en la siguiente figura.

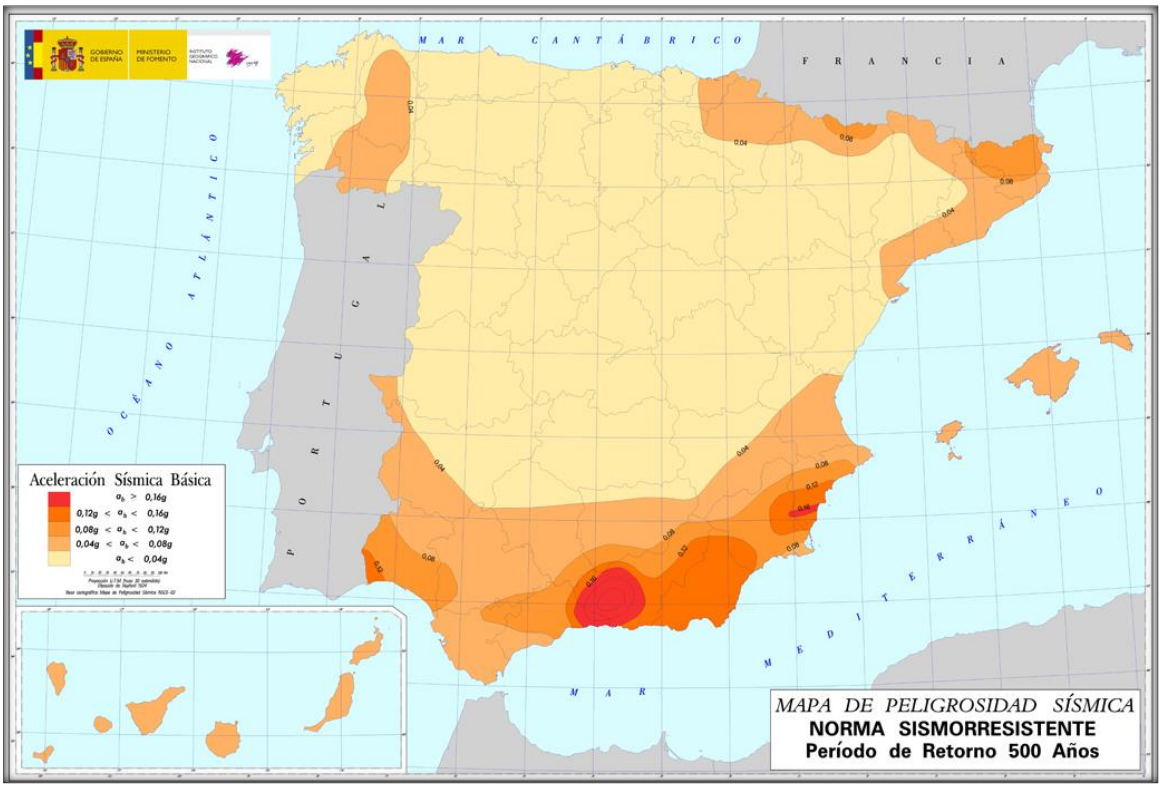



**Figura 31. Mapa de Peligrosidad Sísmica Norma NCSE-02. Fuente: (NCSE-02, 2009)**

Para la edificación en estudio se considera un valor de la aceleración sísmica básica de 0.04g, el cual pertenece a la zona de la localidad de Vielha según el Anexo 1 de la norma NCSE-02.En función del artículo No 3.2.2.2 del Eurocódigo EC-08 el espectro de respuesta elástico viene definido por las siguientes expresiones:

Para $0 \leq T \leq T_B$

$$S_e(T) = a_g S\left[1 + \frac{T}{T_B}(2.5h - 1)\right]$$

Para $T_B \leq T \leq T_C$

$$S_e(T) = a_g S \times 2.5h$$

Para $T_C \leq T \leq T_D$

$$S_e(T) = a_g S \times 2.5h\left[\frac{T_C}{T}\right]$$

Para $T_D \leq T \leq 4s$

$$S_e(T) = a_g S \times 2.5h\left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right]$$

Dónde:

$S_e(T)$ Es el espectro elástico de respuesta

$T$ Es el periodo de vibración linear para un sistema de un grado de libertad

$a_g$ Es la aceleración del terreno para una estructura normal tipo A en donde:

$$a_g = g_1 \times a_b$$

$\gamma_1$ Es el factor de importancia de la estructura para este caso es 1.3 para construcciones de importancia especial.

$S$ Es el factor de suelo definido en la *tabla 3.1* del *Eurocódigo EC-08* y para el edificio en estudio se considera un suelo tipo B de las siguientes características:

D "*Depósitos de suelo con cohesión media a baja (con o sin intercalaciones de capas más blandas), o de suelo cohesivo predominantemente de flojo a firme".* Este tipo de suelo es equivalente al terreno Tipo IV de la norma NCSE-02. *"Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando".*

η Es el factor de corrección de amortiguamiento tomando como referencia η=1 para una viscosidad de amortiguamiento de un 5%.

$T_B$ Es el punto límite inferior del periodo cuando la aceleración espectral se mantiene en un valor constante.

$T_C$ Es el punto límite superior del periodo cuando la aceleración espectral se mantiene en un valor constante.

$T_D$ Es el punto inicial donde el rango del espectro de respuesta del desplazamiento es constante.

El Eurocódigo EC-08 en su artículo 3.2.2.2 recomienda utilizar el espectro Tipo II para terremotos con magnitudes inferiores a Mw.=5.5.

En la siguiente tabla se muestra los límites que recomienda el Eurocódigo EC-08 para la construcción del espectro de respuesta de acuerdo al tipo de suelo existente en Val D´Aran. Para nuestro caso de estudio es la de tipo B en comparación con los tipos de suelo mostrados en las normas NCSE-02.

| Tipo de Suelo | S | $T_B$(s) | $T_C$(s) | $T_D$(s) |
|---|---|---|---|---|
| A | 1,0 | 0,05 | 0,25 | 1,2 |
| B | 1,35 | 0,05 | 0,25 | 1,2 |
| C | 1,5 | 0,10 | 0,25 | 1,2 |
| D | 1,8 | 0,10 | 0,30 | 1,2 |
| E | 1,6 | 0,05 | 0,25 | 1,2 |

**Tabla 9. Limites Espectro de Respuesta Tipo II. Fuente: (European Commite for Standarization, 2004)**

Utilizando como herramienta de programación el programa MATLAB, utilizamos las variables descritas anteriormente y graficamos el espectro de respuesta perteneciente a Val D´Aran de acuerdo al Eurocódigo EC-08.

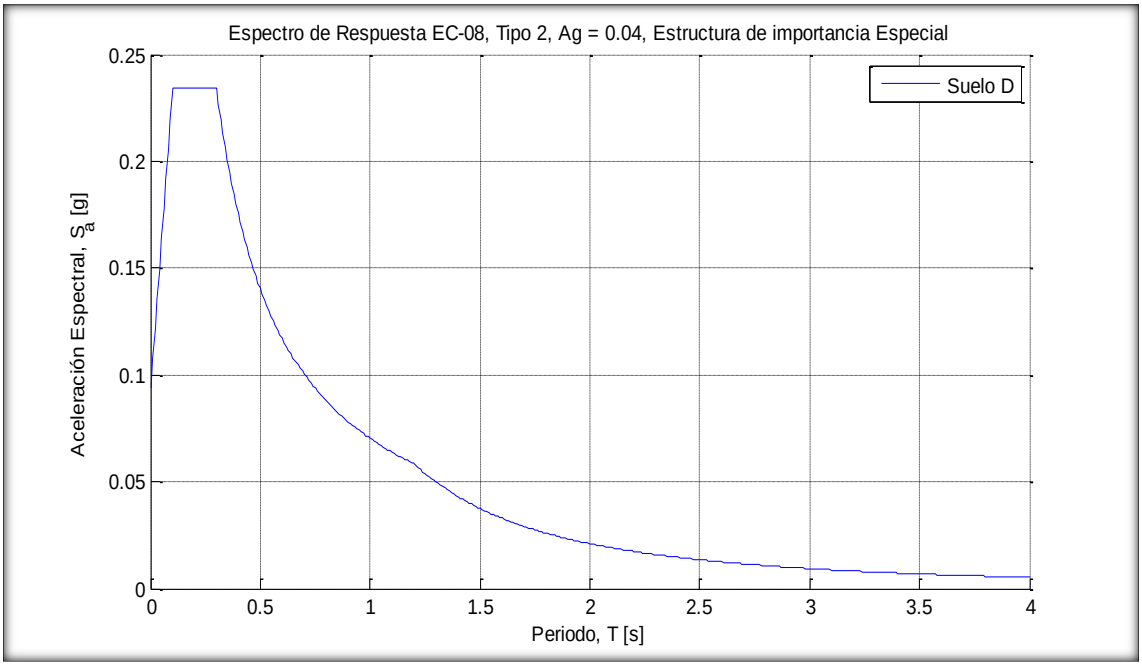



**Figura 32. Espectro de Respuesta para la localidad de Vielha.**

## *5.3 Curva de Capacidad (Análisis Estático No Lineal)*

Las estructuras al ser sometidas a movimientos del terreno debido a sismos, experimenta desplazamientos laterales y deformaciones en sus elementos, los cuales permanecerán en el rango elástico siempre y cuando la respuesta sea de pequeña amplitud, sin embargo, cuando estos son de importante amplitud los elementos exceden su capacidad elástica y la estructura sufrirá daños. La mejor estimación de la respuesta de la estructura se y de sus elementos se obtiene con procedimientos de análisis no lineal con el inconveniente de que son altamente sensibles a pequeños cambios de comportamiento de sus componentes y a las características del movimiento empleado. Por esta situación fue necesario desarrollar un procedimiento simple pero robusto, que permita estimar los valores medios de la fuerza y el desplazamiento y se conocieron como métodos simplificados de análisis estático no lineal.

El análisis estático no lineal se basa en la generación de una curva Pushover o curva de capacidad, el cual representa un desplazamiento lateral en función de la fuerza aplicada a la estructura.

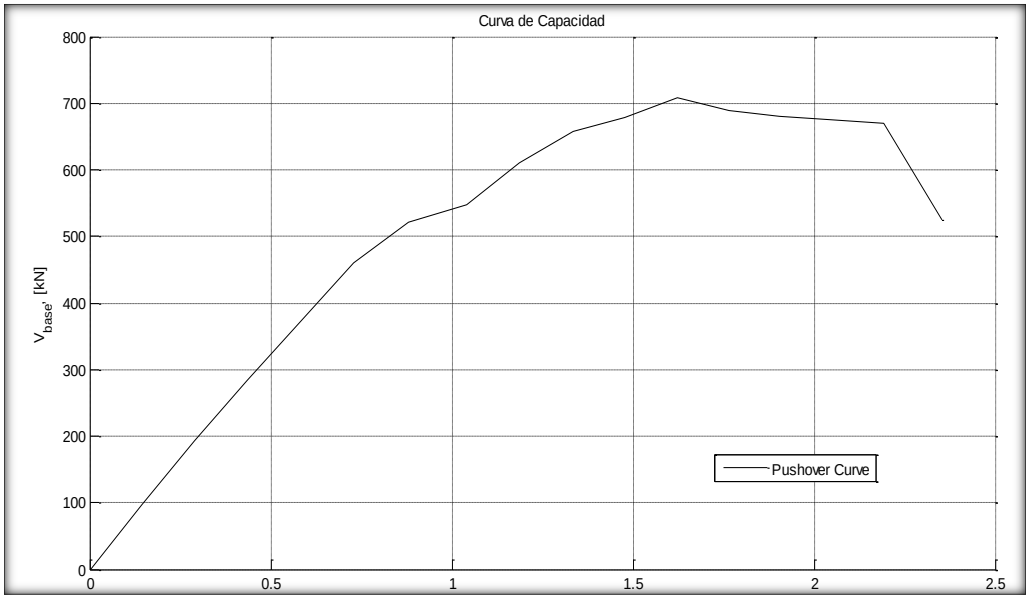



**Tabla 10. Curva de Capacidad**

El método Pushover, es un tipo de análisis estático no lineal que se aplica a la estructura para obtener una representación gráfica de una curva de capacidad (fuerza-desplazamiento). Este método consiste en realizar un empuje lateral de forma incremental a la estructura, siguiendo un patrón de cargas determinado y manteniendo las fuerzas gravitacionales constantes, tal como se muestra en la siguiente figura.

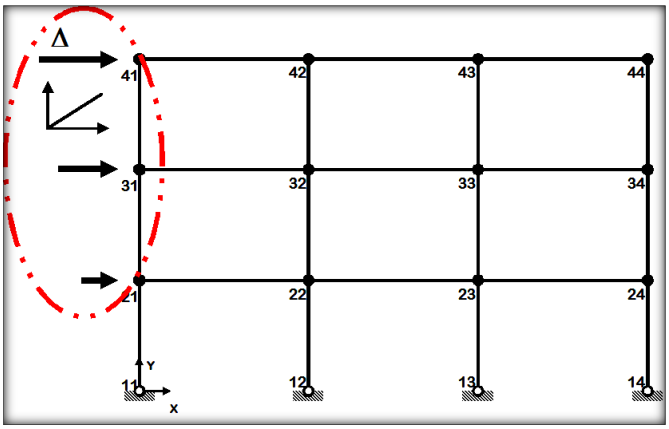



**Figura 33. Empuje Incremental Pushover**

El empuje incremental puede realizarse mediante una fuerza distribuida constante en altura, en función del modo de vibración y una fuerza triangular distribuida, tal como es muestra en la siguiente. Para el caso de estudio se utilizara una fuerza distribuida en función del modo de vibración en las direcciones X-Y respectivamente.

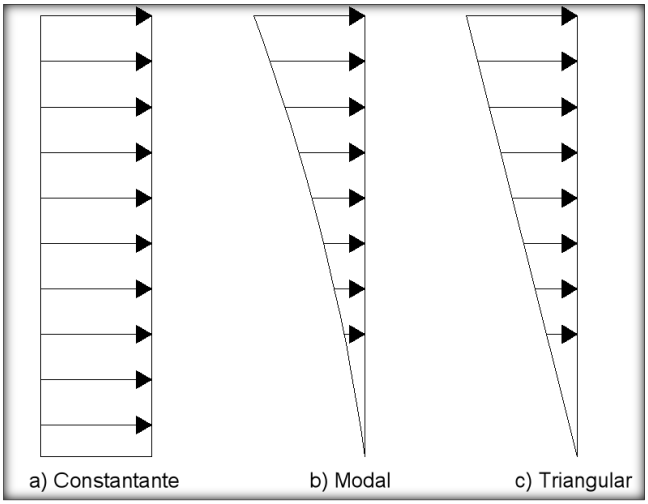



**Figura 34. Tipos de Empujes Incrementales PUSHOVER**

Utilizando los programas de cálculo estructural y elementos finitos SAP2000, para obtener el espectro de capacidad de una estructura se realiza el siguiente procedimiento.

1. Luego de tener el modelo descrito, se debe calcular los modos naturales de vibración de la estructura. De acuerdo a la normativa Española NCSE-02, los modos a ser tomados en cuenta requiere que la suma de las masas efectivas de los primeros modos sea superior a 90% de la masa movilizada en el movimiento sísmico (NCSE-02, 2009) La participación de masas a considerar, son todas las cargas permanentes y de uso con sus respectivos coeficientes de participación, incluyendo el peso propio de la edificación así como las cargas vivas. Tal como se muestra en la siguiente figura.

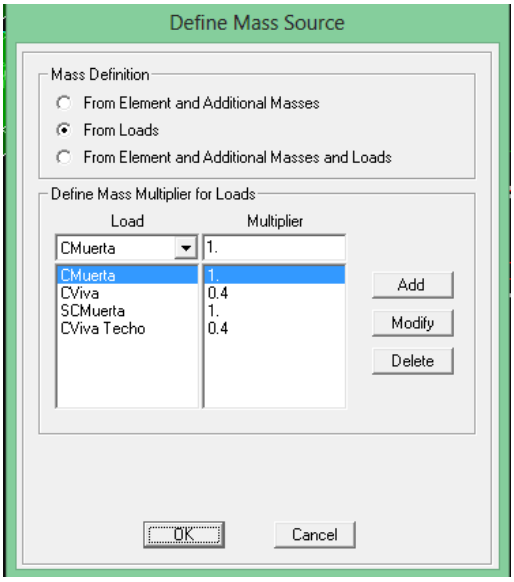



**Figura 35. Se define las masas que actúan en el análisis modal en SAP2000**

Se calculan los modos naturales de vibración y se busca cual tiene una mayor participación de masas en dirección X y cual en dirección Y.

2. Se define un estado de carga gravitacional no lineal (CGNL), en el cual se incluyen todas las cargas permanentes y de uso con sus respectivos coeficientes de participación de acuerdo a las combinaciones establecidas en el capítulo anterior, se considera un análisis de tipo no lineal para que las cargas gravitacionales actúen durante el empuje incremental del análisis Pushover.

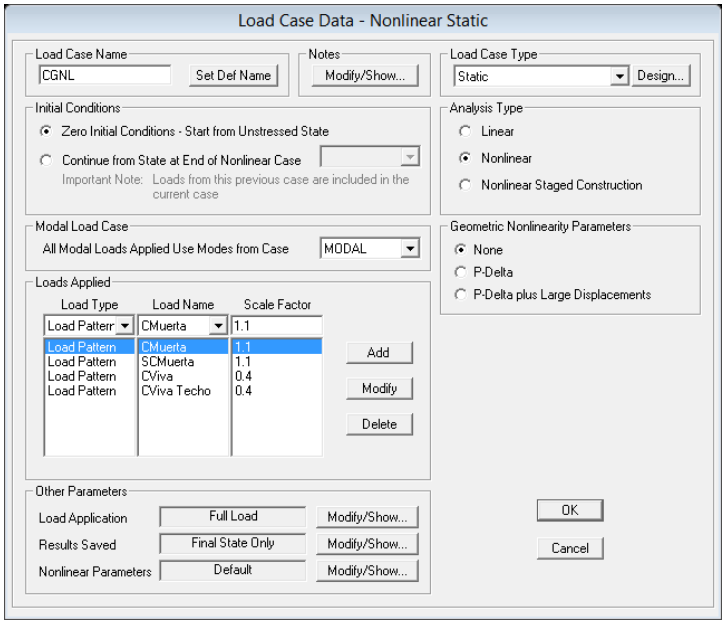



**Figura 36. Definición del Estado CGNL en SAP2000**

3. Se define un estado de carga no lineal AENLX y ANLY en este caso lo definimos como , para realizar el análisis incremental Pushover en función de los modos de vibración que corresponden a las direcciones X-Y respectivamente, se toma como punto inicial el caso de carga (CGNL). Se tiene que tener en cuenta la dirección de cada modo de vibración para que a carga actué correctamente y se considera un análisis que considere los efectos P-Delta.

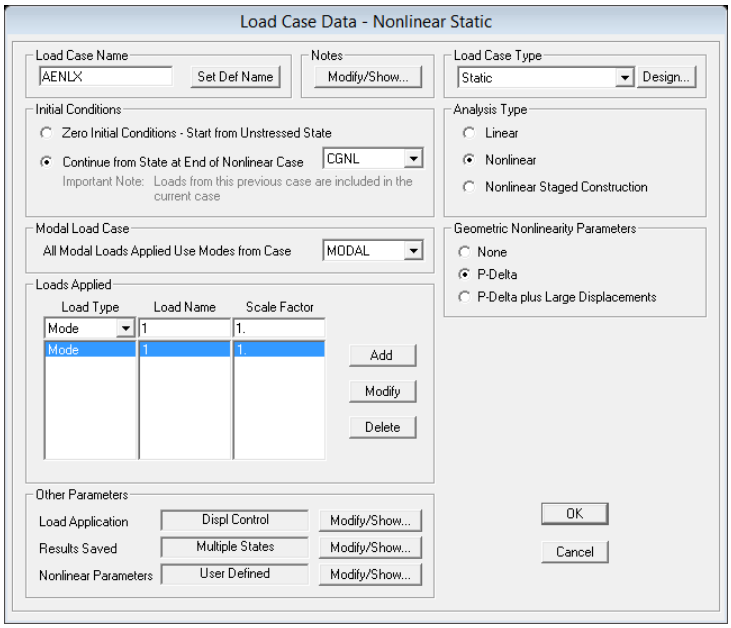



**Figura 37. Caso de Carga AENLX dirección X en SAP2000.**

4. Dentro del caso de carga para el análisis Pushover se define un nodo de control, el cual será el nodo más alto y próximo al centro de masas. Este nodo define cuales son los desplazamientos producidos en la estructura durante el empuje incremental y al ser de mayor altura nos generará el mayor deslazamiento posible para la estructura debido a la carga.

5. Para el monitoreo de la resistencia que tienen los elementos estructurales en la edificación, se definen rotulas plásticas en los extremos de cada elemento estructural (viga y columna). Los programas SAP2000 define de una forma automática el tipo de rotula plástica que tiene cada elemento, en función de su sección, tipo de refuerzo longitudinal y transversal. Los tipos de rotulas plásticas se asignan según las recomendaciones de la *Federal Emergency Management Agency* en su artículo FEMA-356 (FEMA - 356 , 2000). Las rotulas para las columnas se definen para momentos

transversales en dos direcciones (M2 y M1) y para la fuerza axial (P) que soportan durante el empuje incremental y se considera como caso de carga; en el caso de la vigas se consideran las rotulas para la acción de momentos transversales en dos direcciones y se considera como caso de carga (CGNL). De acuerdo a la normativa ACI-318 se puede considerar como zona de plastificación a una longitud de 2 veces el peralte de la viga o el ancho de la columna, por lo que se colocan las rotulas plásticas a una distancia del 5% y 95% de la longitud para cada elemento estructural. (Comite ACI-318, 2005)

6. Definidos los parámetros en los pasos anteriores se ejecuta el programa de cálculo estructural SAP2000, el cual automáticamente realiza el empuje incremental de fuerzas y obtiene la curva de capacidad luego de un análisis "*Pushover*" en función del primer modo de vibración en las direcciones X-Y tal como se muestra en la siguiente figura.

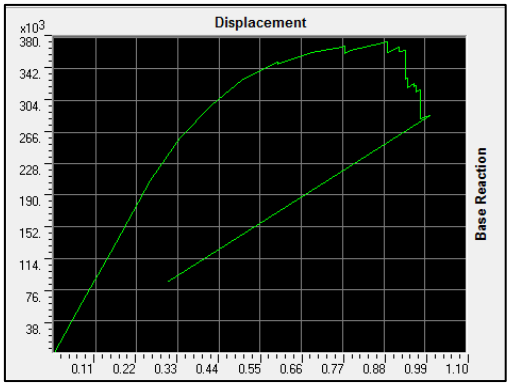



**Figura 38. Curva de Capacidad genérica obtenida en SAP2000.**

## *5.4 Desempeño*

La práctica común del diseño y la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, comúnmente ha sido utilizar procedimientos simplificados basados en conocimientos de resistencia, pero cuando una estructura es diseñada bajo esta idea no se garantiza que bajo cierta demanda sísmica se desempeñe adecuadamente.

El diseño por desempeño es una acertada estimación de la demanda en términos de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. Se cuantifica en términos del daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tiene en actividades posteriores al sismo.

El concepto de comportamiento esperado por una estructura durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida en una primera fase conceptual donde se establecen tres ideas fundamentales:

- Nivel de desempeño.
- Nivel de amenaza.
- Desempeño esperado de la estructura.

### *5.4.1 Nivel de desempeño*

El ATC-40 lo describe como un "estado limite o condición descrita por el daño físico en el edificio, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes debido al daño, y a las condiciones dar servicio útil posterior al terremoto". En esta expresión del daño se considera la condición de los elementos estructurales y los no estructurales. Los niveles de desempeño se expresan en términos cualitativos que de importancia para el público y en términos técnicos que ayuden a la evaluación de edificaciones existentes.

El atc-40 considera por separado el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales.

### *5.4.2 El nivel de desempeño para la estructura*

En este se definen tres estados de daño discretos o límites: inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural, así como dos rangos intermedios: daño controlado, seguridad limitada y no considerado, los cuales se abrevian con SP-n, (Structural Performance, n es un número) (Comisión Permanente del Hormigón, 1973).

- SP-1, Inmediata ocupación: el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.
- SP-2, Daño controlado: correspondo a un a un estado de daño que varía entre el límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que sean afectados.
- SP-3, Seguridad: pueden haber ocurrido daño significativo en la estructura, aunque la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Los costos de reparación pueden ser elevados.
- SP-4, Seguridad limitada: corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.
- SP-5, Estabilidad estructural: corresponde a un estado de daño en el cual la estructura está al límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando los componentes de la estructura resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para los ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas. Estos sistemas requieren reparaciones importantes.
- SP-6, No considerado: no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

### *5.4.3 Nivel de desempeño para los componentes no estructurales*

Se definen cuatro estados de daño para elementos no estructurales: Operacional, inmediata ocupación, seguridad y amenaza los cuales el ATC-40 se refiere con la abreviación NP-n ("Nonstructural Performance", siendo n un numero) (Commission, 1996).

- NP-A, Operacional: después del sismo los sistemas no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben de permanecer operativos aunque algunos servicios externos no están del todo disponibles.
- NP-B, Inmediata ocupación: los sistemas y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.
- NP-C, Seguridad: considera daño importante en sistemas, elementos y componentes no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que puedan atentar contra los ocupantes. No debería haber fallo a los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro para la vida por los daños en los componentes no estructurales es bajo.
- NP-D, Amenaza: contempla considerable daño en los sistemas, elementos y componentes no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.
- NP-E: No considerado: no corresponde con un nivel de daño de los elementos no estructurales, sino con una condición en la cual solo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

### *5.4.4 Nivel de desempeño de la edificación*

Describe los posibles estados de año para la edificación combinando diferentes niveles de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales, la siguiente tabla nos muestra las posibles combinaciones, donde se señalan los niveles de desempeño comúnmente referenciados y los cuales más adelante son descritos (Commission, 1996)

- 1-A, Operacional: Se relaciona básicamente con la funcionalidad. El daño en la estructura es limitado por ello la seguridad de ocupación no es cuestionable, y cualquier reparación es menor y se puede contener sin molestar a los ocupantes. Los servicios mantienen sus funciones en la edificación, incluso cuando los externos no estén disponibles.
- 1-B, Inmediata ocupación: corresponde al criterio más ampliamente usado para construcciones esenciales. Los espacios de la edificación así como los sistemas tienes expectativas de ser usados racionalmente, pero con un uso continuo de los servicios.
- 3-C, Seguridad vital: Este nivel pretende alcanzar el daño que presente una baja probabilidad de amenazar la seguridad vital, así como se podría presentar caída de elementos no estructurales. El desempeño esperado para este nivel es menor que el desempeño que es esperado por los códigos de diseño comúnmente usados.
- 5-E, Estabilidad estructural: Este nivel de daño apunta solo a los marcos principales del edificio y requiere solo estabilidad para las cargas verticales del edificio. Np hay margen para el colapso ente presencia de réplicas. La amenaza a la vida externa o interna por caída de elementos estructurales o no estructurales es inminente. (Safina Melone, 2003)

El desempeño de una estructura pretende evaluar cuál es el comportamiento límite de los elementos estructurales de acuerdo a una demanda sísmica esperada. Para poder evaluar el desempeño, es necesario conocer su curva capacidad y definir qué tipo de demanda actúa sobre la edificación.

En la actualidad, existen algunos métodos para relacionar las curvas de capacidad y las de demanda, y obtener el punto de desempeño o también llamado "*Performance Point".* En este trabajo se aplicara el método "*P-A*" utilizado por la "*California Seismic Safety Commission*" en su publicación "*ATC-40*", el cual describe la siguiente metodología. (Commission, 1996)

1. Para este método es necesario haber definido con anterioridad las curvas de capacidad y de demanda respectivamente. Para el caso de estudio la demanda viene dada por el espectro de respuesta estimado por el Eurocódigo EC-08 para la zona de Val D´Aran

2. Se consideran los valores de la curva de capacidad hasta que la fuerza lateral de resistencia del edificio se haya degradado un 20%. Este será el punto final de la curva, tal como se muestra en la siguiente figura.

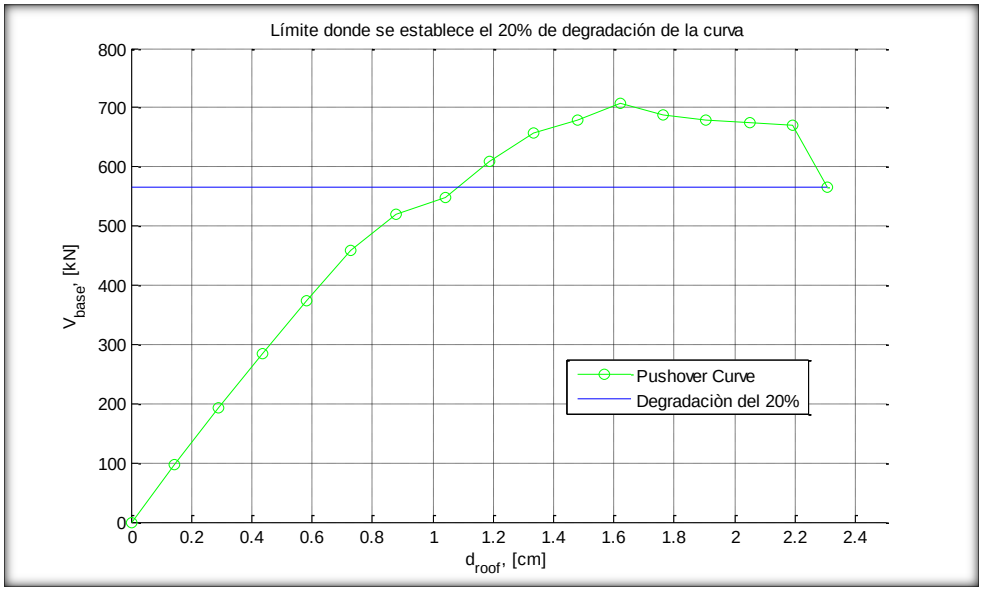



**Figura 39. Curva de capacidad genérica con una degradación máxima del 20%**

3. Convertimos la curva de capacidad en espectro de capacidad utilizando el método "*Acceleration-Displacement Response Spectra*" (ADRS), el cual considera la curva de capacidad en función del desplazamiento espectral Sd vs la aceleración espectral Sa, utilizando las siguientes fórmulas.

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N} \left(w_i f_{i1}\right) / g\right]}{\left[\sum_{i=1}^{N} \left(w_i f_{i1}^2\right) / g\right]}$$

$$a_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N} \left(w_i f_{i1}\right) / g\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{N} w_i / g\right]\left[\sum_{i=1}^{N} \left(w_i f_{i1}^2\right) / g\right]}$$

$$S_a = \frac{V/W}{a_1}$$

$$S_d = \frac{D_{roof}}{PF_1 f_{roof,1}}$$

Dónde:

$PF_1$ Factor de participación modal para el primer modo natural en la dirección X o Y.

$a_1$ Coeficiente de masa modal para el primer modo natural en dirección X o Y.

$w_i / g$ Masa asignada para cada nivel

$f_{i1}$ Amplitud del modo desde el nivel 1 hasta el nivel i

N Número de niveles

V Cortante en la Base

W Peso total de la estructura considerando cargas permanentes y cargas de Uso ecuación-

$D_{roof}$ Desplazamiento de piso, está relacionado con los puntos obtenidos en la Curva de capacidad.

$S_a$ Aceleración Espectral

$S_d$ Desplazamiento espectral, está relacionado con los puntos obtenidos en la curva de capacidad.

4. La aceleración y el desplazamiento espectral se relacionan con el periodo T por la siguiente expresión.

$$T = 2p\sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

5. Es necesario convertir cada valor obtenido en la curva de capacidad en función del primer modo natural de vibración en las direcciones X-Y mediante las siguientes expresiones.

$$S_{ai} = {V_i}/{W}/{a_1}$$

$$S_{di} = {D_{roof}}/{\left(PF_1 \times f_{1roof}\right)}$$

Y se pueden expresar en función de la velocidad espectral Sv con las siguientes expresiones

$$S_{ai}g = \frac{2p}{T_i} S_v \qquad S_{dj} = \frac{T_i}{2p} S_v$$

6. Se obtiene la gráfica del espectro de capacidad en coordenadas (ADRS) Sd vs Sa, tal como se muestra en la siguiente figura.

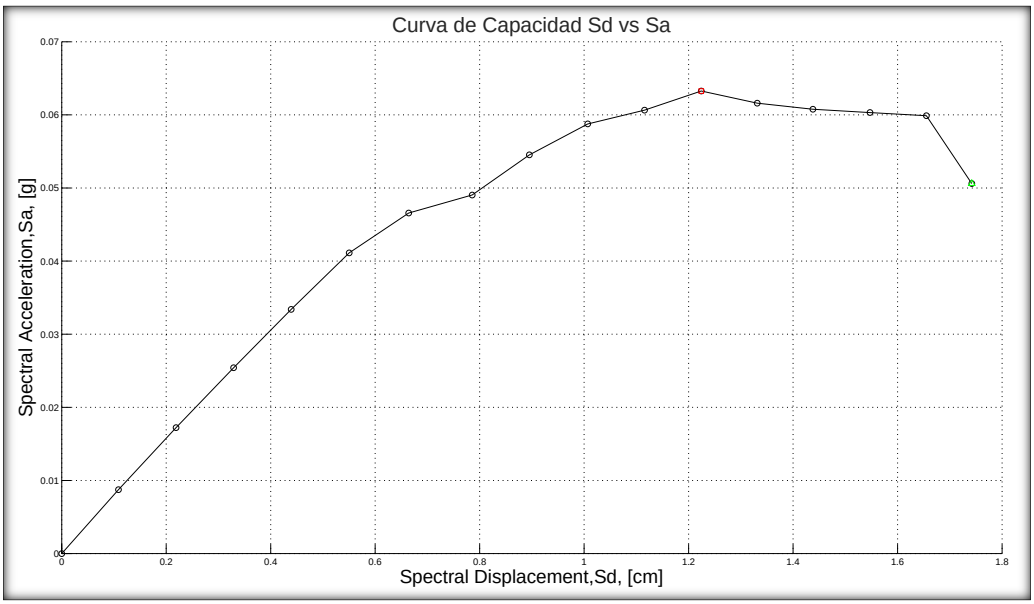



**Figura 40. Curva de capacidad genérica en coordenadas espectrales Sd vs Sa.**

7. Se obtiene una representación bilineal, de tal forma que el área bajo la curva de capacidad sea igual al área representada por la curva bilineal compuesta por dos líneas. Para lo cual utiliza las siguientes expresiones para determinar pendientes y puntos de intersección.

$$y = kx + b$$

Partimos de la ecuación general de la recta, donde la rigidez de la primera recta "*k*" se obtiene a partir de una aproximación a la pendiente que tiene la curva de capacidad en su primer tramo, para el caso de estudio se buscó el promedio de las pendientes obtenidas punto a punto con una variación de +-5%, luego de este rango de variación la pendiente cambia de forma brusca.

Se toma como punto inicial de la curva bilineal a las coordenadas de origen (0,0) y como último punto "*Sd_ult*" y "*Sa_ult*" a las coordenadas del último punto considerado en la curva de capacidad.

El punto de intersección de las 2 rectas también llamado punto de fluencia "*Sd_yield*" y "*Sa_yield*", es aquel donde se cumple la igualdad de las áreas bajo las curvas mencionadas con anterioridad. En la siguiente figura se tiene una representación bilineal de la curva de capacidad aplicando el método descrito.

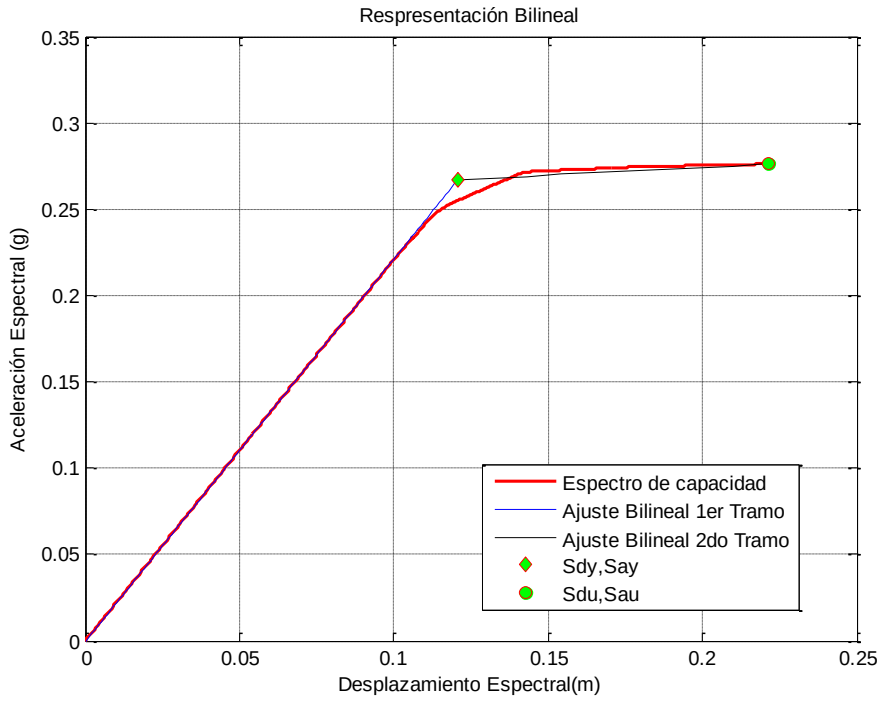



**Figura 41. Representación Bilineal de la Curva de capacidad genérica en coordenadas Sa, Sd**

## *5.5 Espectro De Respuesta Ncse-02 Y Eurocodigo Ec-08*

8. Tomando en cuenta el espectro de respuesta para la localidad de Vielha según el Eurocódigo EC-08, es necesario convertirlo a coordenadas espectrales (ADRS) Sd vs Sa aplicando la ecuación del paso 4.

9. Para encontrar el punto de desempeño *"Performance Point",* es necesario reducir la demanda de acuerdo a distintos amortiguamientos efectivos y factores de reducción, en función de las siguientes expresiones.

$$B_o = \frac{2}{p}\frac{S_{a_yelding}S_{d_ult} - S_{d_yelding}S_{a_ult}}{S_{a_ult}S_{d_ult}}$$

Dónde:

$B_o$ Es el amortiguamiento histerético, el cual es producido por la fuerza del sismo en la estructura y se calcula en función de los puntos obtenidos en la curva bilineal.

$$B_{eq} = B_0 + 5 = \frac{2}{p}\frac{S_{a_yelding}S_{d_ult} - S_{d_yelding}S_{a_ult}}{S_{a_ult}S_{d_ult}} + 5$$

Dónde:

$B_{eq}$ Es el amortiguamiento equivalente, el cual está en función del amortiguamiento histerético

$$B_{eff} = kB_0 + 5 = \frac{2}{p}\frac{S_{a_yelding}S_{d_ult} - S_{d_yelding}S_{a_ult}}{S_{a_ult}S_{d_ult}} + 5$$

Dónde:

$B_{eff}$ Es el amortiguamiento efectivo que se utiliza para calcular los coeficientes de reducción del espectro de demanda.

$k$ Es un coeficiente que se calcula en función del comportamiento de la estructura, su ciclo de histéresis, su resistencia y de la duración de la vibración. Estos valores se

clasifican de 3 tipos y están tabulados según la tabla 8.1 del ATC-40, tal como se indica en la siguiente figura.

| Tipo de comportamiento estructural | $\beta_0$ (%) | $k$ |
|---|---|---|
| Tipo A (1) | $\leq 16.25$<br>$> 16.25$ | $1.0$<br>$1.13 - \frac{0.51 \times (a_y \times d_{pi} - d_y \times a_{pi})}{a_{pi} \times d_{pi}}$ |
| Tipo B (2) | $\leq 25$<br>$> 25$ | $0.67$<br>$0.845 - \frac{0.446 \times (a_y \times d_{pi} - d_y \times a_{pi})}{a_{pi} \times d_{pi}}$ |
| Tipo C (3) | Cualquier valor | $0.33$ |

**Tabla 11. Factor k, coeficiente del amortiguamiento Efectivo. Fuente: (Commission, 1996)**

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(B_{eff})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(B_{eff})}{1.65}$$

Dónde:

$SR_A$ Es el coeficiente de reducción que se aplica al espectro de demanda hasta el periodo $T_C$.

$SR_V$ Es el coeficiente de reducción que se aplica al espectro de demanda luego del periodo $T_C$.

De acuerdo al comportamiento de la estructura los coeficientes de reducción en cada caso no pueden ser menores a los tabulados en la tabla 8.2 del ATC-40, tal como se muestra en la siguiente tabla resumen. (Commission, 1996)

| Tipo de comportamiento estructural | *SRA* | *SRV* |
|---|---|---|
| Tipo A | 0.33 | 0.5 |
| Tipo B | 0.44 | 0.56 |
| Tipo C | 0.56 | 0.67 |

**Tabla 12. Factores de reducción del espectro de demanda según el comportamiento de la estructura. Fuente: (Commission, 1996)**

Para finalizar, se obtienen los espectros reducidos para los distintos amortiguamientos efectivos planteados y de acuerdo a los factores de reducción calculados. A continuación se muestra una figura con un espectro de demanda reducido.

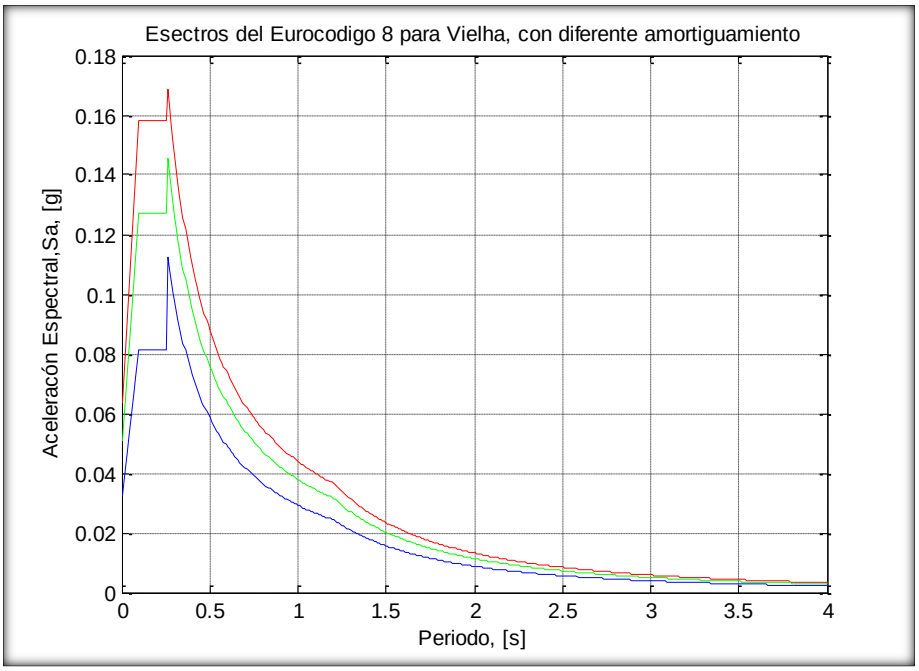



**Figura 42. Espectros de Demanda según el Eurocódigo EC-08 para amortiguamientos efectivos variables.**

10. Es necesario convertir a formato ADRS cada espectro de demanda reducido para poder graficar de manera conjunta con el espectro de capacidad en coordenadas Sd vs Sa.
11. De acuerdo al método *"P-A"* del ATC-40, el punto de desempeño *"Performance Point"*, se encuentra donde el punto Sd_ult y Sa_ult de la curva bilineal tenga un punto de intersección con el espectro de demanda con un error máximo de + - 5%; esto implica que es necesario calcular cuales son las posibles curvas bilineales que cumplirían esta

especificación. A continuación se muestra una gráfica de todas las posibles curvas bilineales que tendría la curva de capacidad calculada.

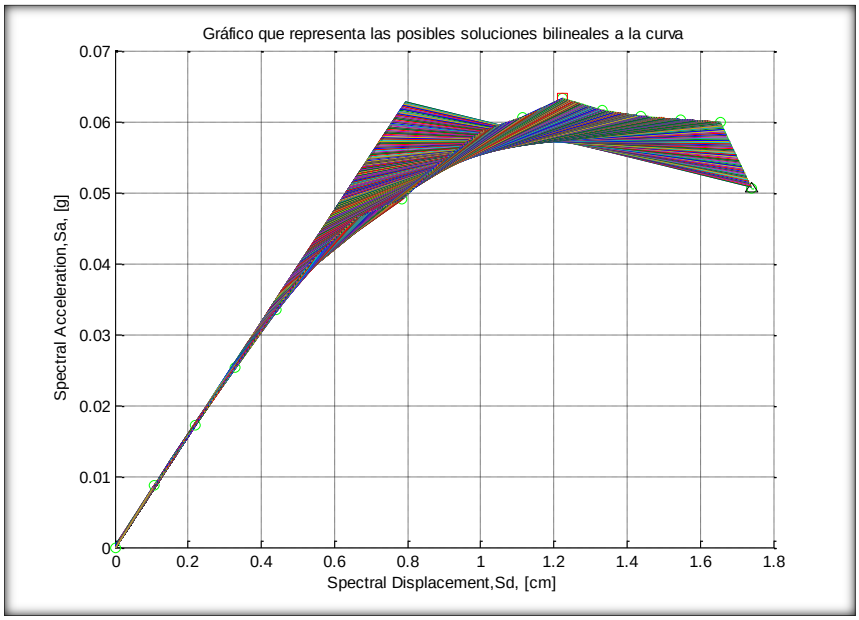



**Figura 43. Curvas Bilineales genéricas obtenidas de la Curva de Capacidad.**

12. Aplicando los pasos mencionados anteriormente y realizando un proceso iterativo, obtenemos el punto de desempeño "Performance Point" de la estructura respecto a una demanda especificada por el Eurocódigo EC-08 para la comunidad de Vielha, como se puede observar en la siguiente figura.

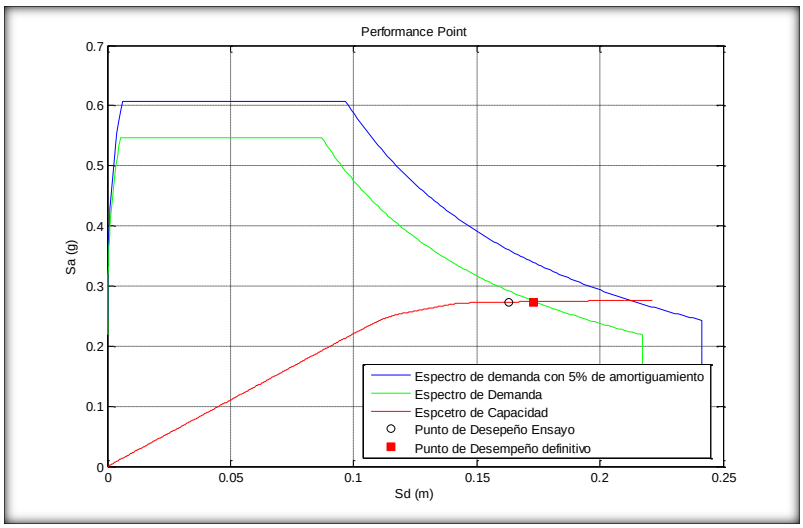



**Figura 44. Punto de Desempeño genérico de una estructura para una demanda según el Eurocódigo EC-08**

## *5.6 Fragilidad*

La vulnerabilidad estructural es una forma de evaluar cuál es el nivel de daño pueden presentar el edificio luego de soportar un sismo de una determinada intensidad. Los parámetros que influyen en la respuesta dinámica de la estructura son casi imposibles de predecir y estimar con precisión, de los cuales se puede enumerar los algunos de ellos a continuación

- El tipo de terremoto que se presenta en la zona.
- El nivel de excitación de la estructura
- La resistencia de todos los materiales que componen la estructura, que nivel de degradación tienen luego de 30 años de construcción.
- La carga viva que está presente durante el sismo de acuerdo a la hora de ocurrencia.
- La interacción entre elementos estructurales y no estructurales, el nivel de empotramiento que existe entre ellos.

Debido al nivel de incertidumbre y la falta de precisión para poder definir factores de importantes durante la presencia de un terremoto, se desarrollan las funciones de vulnerabilidad o también llamadas curvas de fragilidad, las cuales representan la probabilidad de que su respuesta a la carga sísmica supere sus diferentes estados límite de resistencia, los cuales se han definido en función de consideraciones físicas y socio-económicas.

El documento RISK-UE-WP04, presenta el método *"LM2"* para el cálculo de curvas de fragilidad, el cual está basado en la probabilidad de una estructura en diferentes estados de daño y sometida a una demanda sísmica específica. El método se realiza de acuerdo al siguiente proceso.

1. Es necesario obtener la curva de capacidad mediante un análisis PUSHOVER de la estructura, convertirlo a coordenadas ADRS y obtener la curva bilineal de la misma, tal como se muestra en la figura 64.

2. Se define los puntos de fluencia Sd_yield, Sa_yield y últimos Sd_ult, Sa_ult. de la curva bilineal.

3. Se define los límites para la estimación de los niveles de daño como se muestra en la siguiente figura.

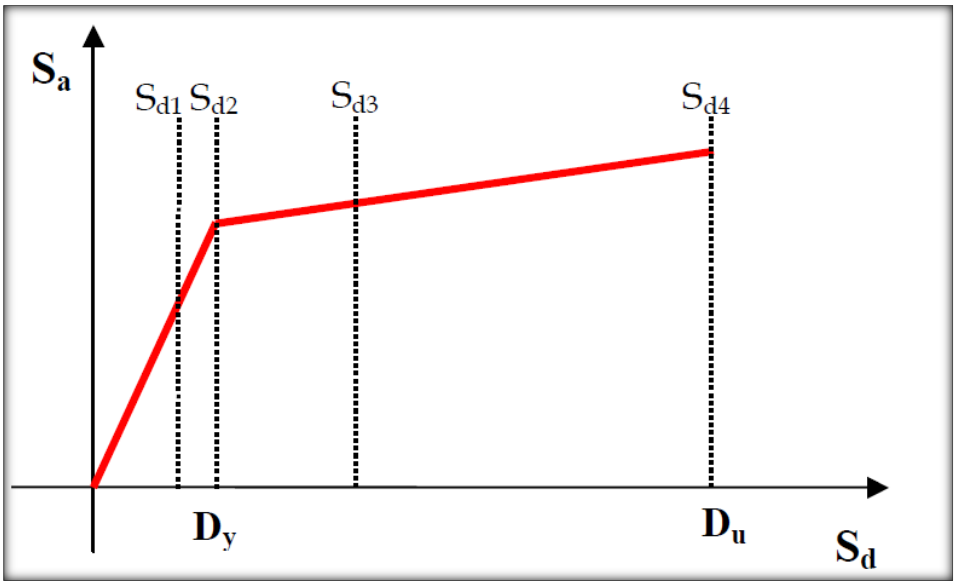



**Figura 45. Determinación Estados de daño para cálculo de curvas de fragilidad. Fuente: (Milutinovic & Trendafiloski, 2003)**

Dónde:

Dy es el punto de fluencia donde la estructura pasa de un rango elástico al rango plástico.

Du es el último punto de la curva capacidad del edificio

$\overline{Sd_1} = 0.7Dy$ Daño Leve *(Slight)*

$\overline{Sd_2} = Dy$

$\overline{Sd_3} = Dy + 0.25(Du - Dy)$ Daño Moderado *(Moderate)*

$\overline{Sd_4} = Du$ Daño Severo *(Extensive)*

4. Se calcula la probabilidad acumulativa de ocurrencia o de ser excedida (CP) en función del estado de daño "*k*" y para cada nivel de Sd.

$$P(D \geq D_k) = 1 - P_b(k)$$

El cálculo del índice de daño de la probabilidad acumulativa de ocurrencia o ser excedida viene establecido por la siguiente expresión.

$$P[DI \geq DI_k] = 1 - F\left[\frac{DI_k - DI_{av}}{s_{DI}}\right]$$

Donde

$DI_k$ =0, 0.1, 0.25, 0.4, 1.

$P_b(k)$ Es una distribución beta, la cual se define de acuerdo a la tabla 3.81 del documento RISK-UE- WP04, como se muestra en la siguiente figura.

| Condición | Sd1 | Sd2 | Sd3 | Sd4 |
|---|---|---|---|---|
| **P ß (1) = 0.5** | 0.500 | 0.119 | 0.012 | 0.000 |
| **P ß (2) = 0.5** | 0.896 | 0.500 | 0.135 | 0.008 |
| **P ß (3) = 0.5** | 0.992 | 0.866 | 0.500 | 0.104 |
| **P ß (4) = 0.5** | 1.000 | 0.988 | 0.881 | 0.500 |

**Tabla 13. Distribución Beta para cálculo de curvas de fragilidad. Fuente: (Milutinovic & Trendafiloski, 2003)**

5. Realizar un análisis de regresión para $S_d$ - CP por cada grado de daño, calcular valor medio del desplazamiento espectral ($S_{d,\,ds}$) y la desviación estándar Lognormal ($\beta_{ds}$).
   Se puede calcular $\beta_{ds}$ de forma directa en función de la última ductilidad $U_{U.,}$ de acuerdo a las siguientes expresiones

$$b_{S_{d1}} = 0.25 + 0.07\ln(u_u) \qquad b_{S_{d2}} = 0.20 + 0.18\ln(u_u)$$
$$b_{S_{d3}} = 0.10 + 0.40\ln(u_u) \qquad b_{S_{d4}} = 0.15 + 0.50\ln(u_u)$$

6. Aplicando los pasos descritos con anterioridad se pueden obtener las curvas de fragilidad para la edificación, en función de su curva de capacidad y se traza una línea donde está localizado el punto de desempeño "*Performance Point*" en la coordenada Sd, y así obtenemos los valores de la probabilidad de excedencia para cada nivel de daño considerado.

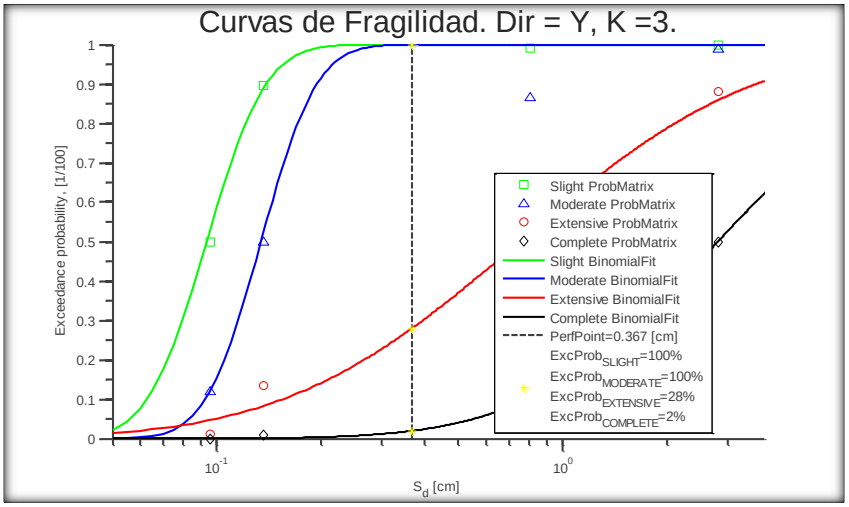



**Tabla 14. Curvas de fragilidad intersección con el punto de desempeño *"Performance Point".***

Los grados de daño mostrados en el siguiente histograma se clasifican en 5 niveles,

1. No daño
2. Daño Leve
3. Daño Moderado
4. Daño Severo
5. Colapso

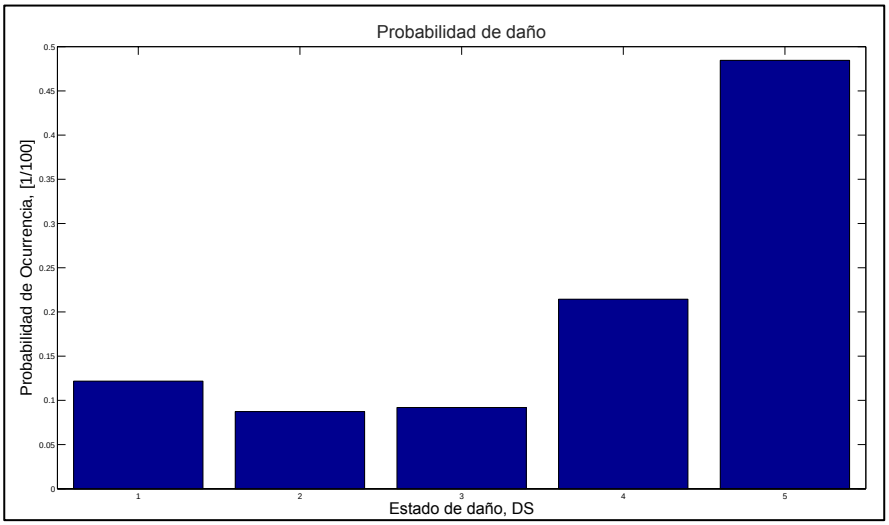



**Tabla 15. Histograma de Probabilidad de daño que presenta una estructura.**

7. Para finalizar se calcula el índice de daño en función de la siguiente ecuación

$$ID = \frac{1}{n} d_m = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^{n} i \times P(ds_i)$$

Dónde:

| | |
|---|---|
| ID | Es el índice de daño |
| n | Es el número de estados de daño |
| $P(ds_i)$ | Es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño |

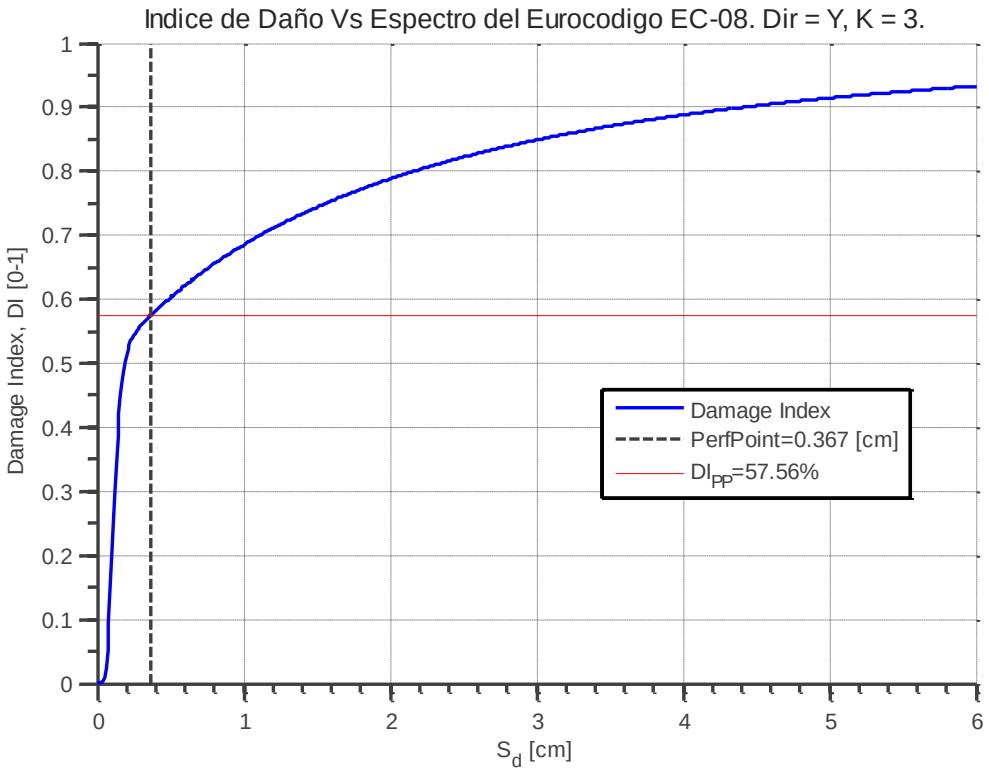



**Figura 46. Índice de daño de una estructura.**

# Resultados

## *6.1 Análisis Modal*

El análisis modal resultante de TreMuri y Sap2000 se mostrara en la siguiente tabla. Podemos ver que existen diferentes modos y que precisamente no coinciden entre las herramientas, por lo cual analizaremos los factores que contribuyen a que no coincidan los diferentes análisis.

| Modo de Vibración | SAP2000 (s) | TreMuri (s) |
|---|---|---|
| **Modo 1** | 0.26 | 0.11 |
| **Modo 2** | 0.17 | 0.17 |
| **Modo 3** | 0.09 | |

**Tabla 16. Periodos para cada uno de los modos de vibración de la estructura.**

La siguiente tabla corresponde a la movilización de masas en los correspondientes modos, se observa que en SAP no alcanza el 90% requerida y habrá que discutir los factores que alteran esta situación. En TreMuri no hay modo rotacional.

| Modo de Vibración | SAP2000 (%) | TreMuri (%) |
|---|---|---|
| **Modo 1** | 97.90 | 91.91 |
| **Modo 2** | 56.90 | 87.36 |
| **Modo 3** | Rotacional | |

**Tabla 17. Porcentaje de masa que moviliza cada modo.**

Encontramos diferencia de resultados en el cálculo del análisis modal, el modo 1 y 3 son los que resultan más afectados en aspecto del periodo ya que el modo 2 es donde coincide el cálculo con un periodo de T= 0.17s. El modo 1 y 2 son modos de traslación tanto en SAP como en TreMuri

A continuación las imágenes de los modos de traslación tanto de SAP2000 como en TreMuri.

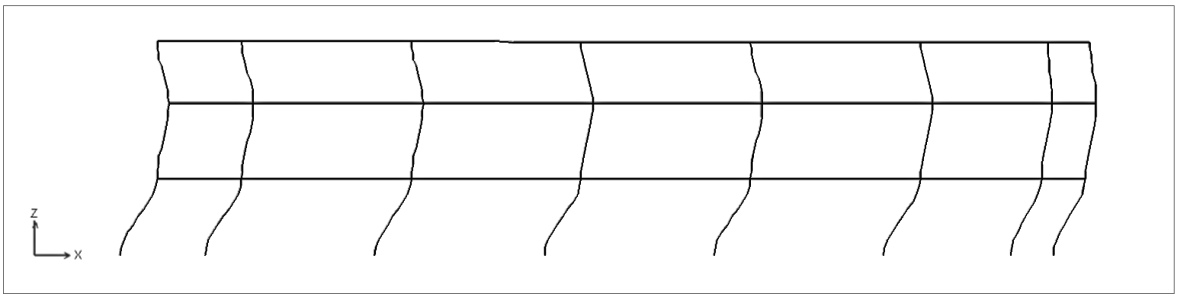



**Figura 47. Primer Modo en dirección "*X*", T = 0.26 s.**

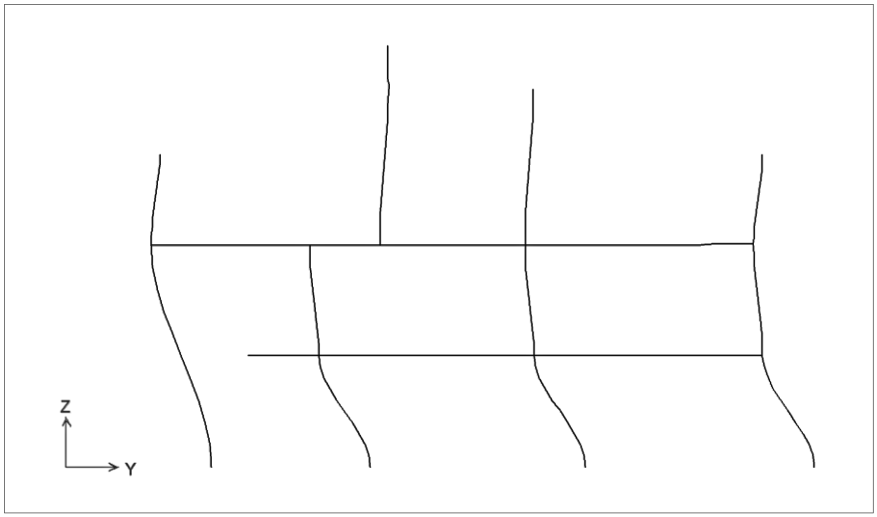



**Figura 48. Segundo Modo en dirección "*Y*", T = 0.17. Las losas no se aprecian debido al software.**

Las masas que actúan en el análisis modal son las siguientes:

| Nivel | Peso (Kg) |
|---|---|
| $W_{total}$ = | 1.637.581,53 |
| $W_{nivel\ 1}$ = | 485.209,34 |
| $W_{nivel\ 2}$= | 606.511,68 |
| $W_{nivel\ 3}$= | 545.860,51 |

**Figura 49. Tabla de Masas en cada nivel.**

## 6.2 Método del Espectro de Capacidad

El método del espectro de capacidad nos dio como resultado las siguientes curvas de capacidad, considerando el parámetro K en dos casos los cuales serán los más críticos, los cuales nos indican cuando una estructura presenta un laso de histéresis completo (k=1) o un lazo de histéresis con un comportamiento muy pobre (k=3) que representa 1/3 del valor.

Las curvas de capacidad de SAP2000no fueron tomadas en cuenta ya que presentaban serias anomalías y fue necesario que se descartaran porque no representaban algo significativo con respecto a esta investigación.

Las curvas de capacidad con TreMuri han sido obtenidas y procesadas para obtener los diferentes parámetros que se presentan a continuación.

| Dirección | Desplazamiento (cm) | Vbase (kN) |
|---|---|---|
| **X** | 2,52 | 7136.95 |
| **Y** | 3,31 | 3629.32 |

**Tabla 18. Desplazamiento y Cortante máximo en dirección X e Y.**

En la tabla anterior se observa que hay una gran diferencia en el cortante máximo para cada dirección pero esto nos representa un que en dirección Y tiene menor rigidez y que por lo tanto el daño será mayor en esta dirección.

### 6.2.1 Análisis en la dirección X de la curva de capacidad

En la siguiente figura apreciamos la curva de capacidad y se observa el desplazamiento máximo, el cortante máximo, desplazamiento último y cortante último siendo el mismo punto en esta gráfica d = 2.52 cm, V = 7136.9 KN.

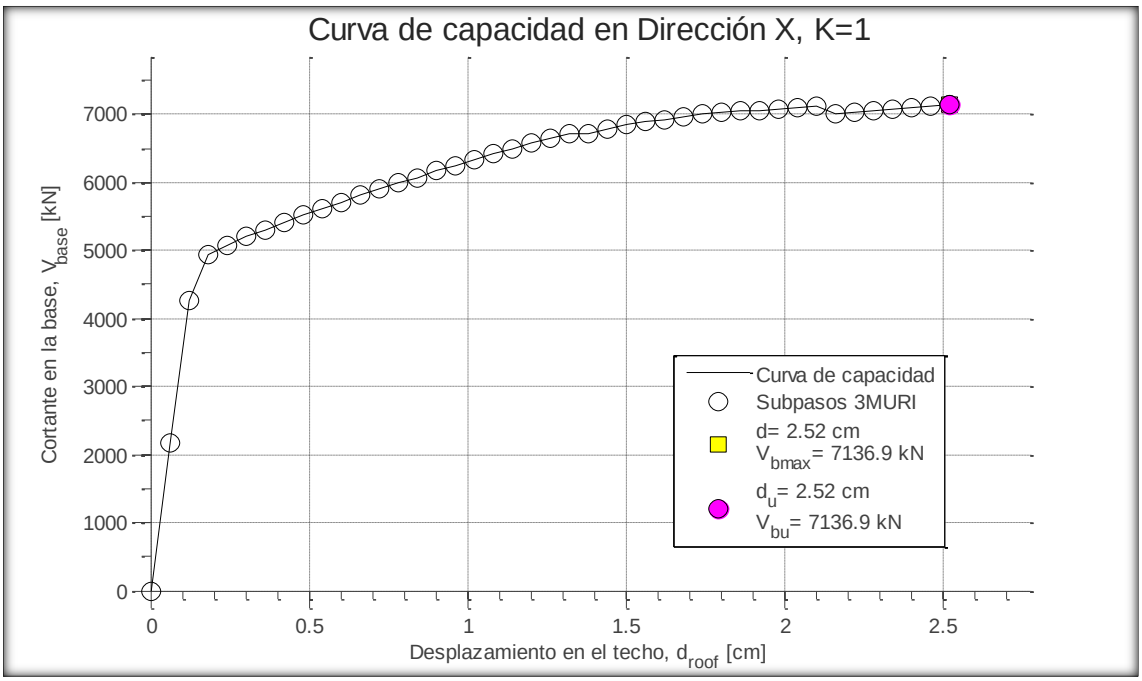



**Figura 50.Curva de capacidad en Dirección X para el hospital de Val D´Aran.**

El punto de desempeño fue encontrado tanto para un comportamiento de estructura tipo A (k=1) y tipo C (3) que es el caso más favorable y menos favorable respectivamente. Las siguientes dos figuras representan la localización del punto de desempeño con respecto a la curva de capacidad, bilineal y espectro de demanda reducido.

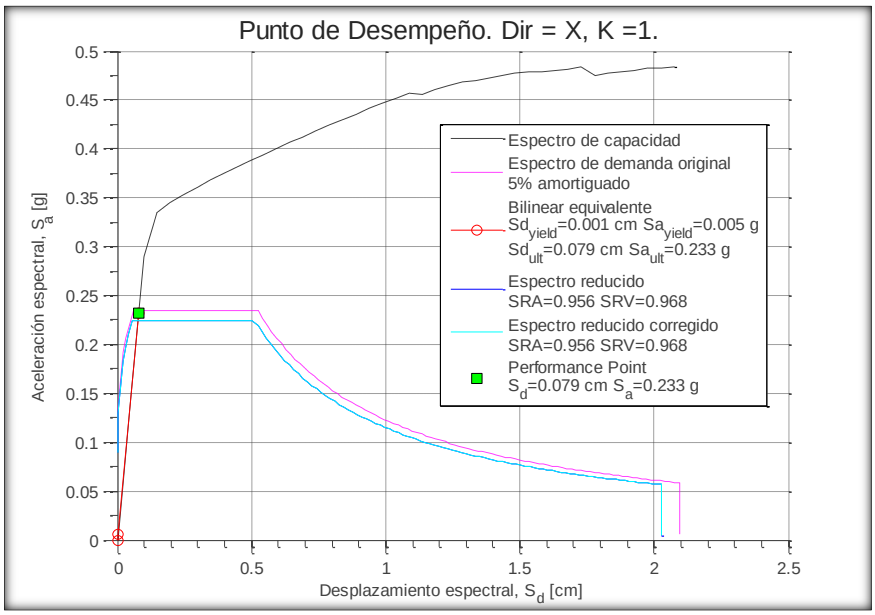



**Figura 51. Punto de Desempeño en dirección X, con comportamiento estructura tipo A.**

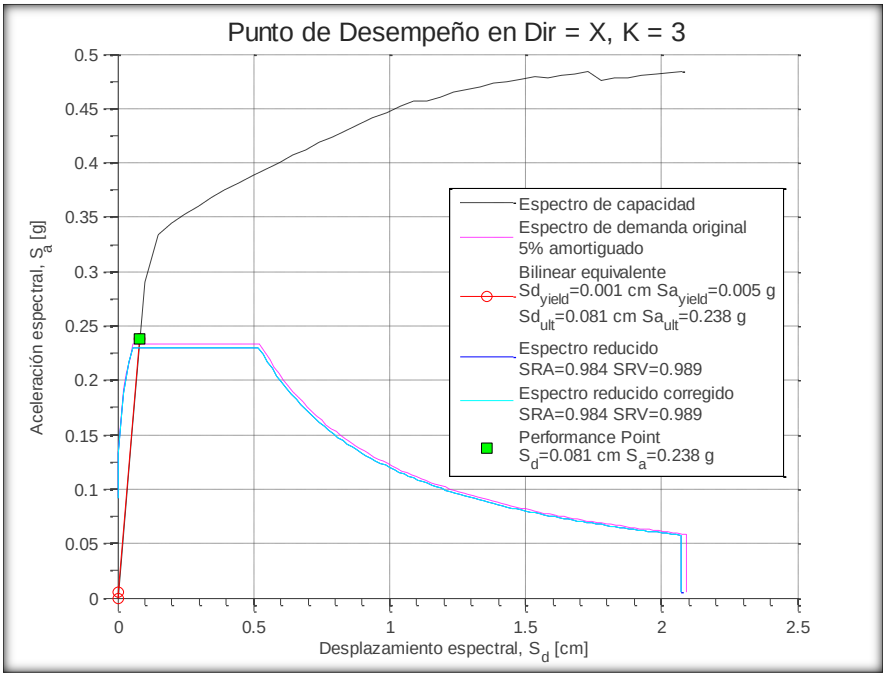



**Figura 52. Punto de Desempeño en dirección X, con comportamiento estructura tipo C.**

| Punto de Desempeño | | | |
|---|---|---|---|
| Dir. | Comportamiento | Sd (cm) | Sa (g) |
| X | K = A | 0.079 | 0.233 |
| | K = C | 0.081 | 0.0238 |

**Tabla 19. Comparación entre los puntos de desempeño en Dir. = X.**

En la tabla se aprecia que no hay una diferencia significativa y que terminaremos de corroborar en las curvas de fragilidad así como en el índice de daño.

### *6.2.2 Análisis en la dirección Y*

La dirección Y como ya habíamos mencionado es la que menos rigidez representa por lo tanto en la siguiente figura se aprecia cómo se llega con un menor esfuerzo al deslazamiento último que en la dirección X, en este caso los puntos máximos y últimos no coinciden.

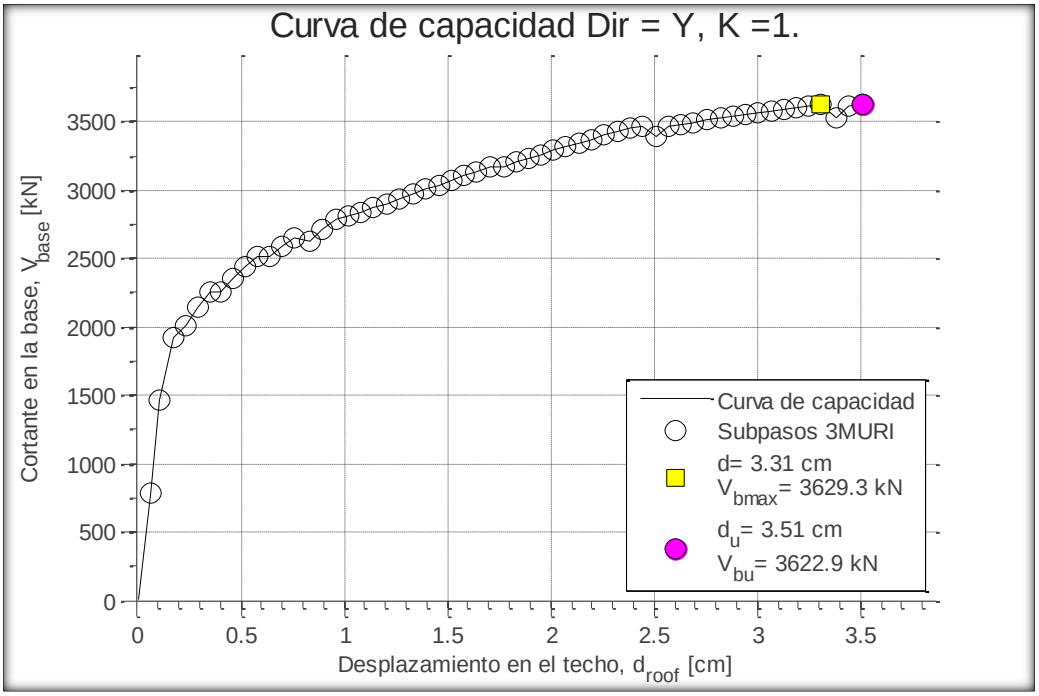



**Figura 53. Curva de capacidad en Dirección Y para el hospital de Val D´Aran.**

Al igual que en la dirección X aquí comparamos diferentes comportamientos histerético de la estructura que favorecen o desfavorecen la conducta de los espectros y de los puntos de desempeño como se ve en las siguientes figuras.

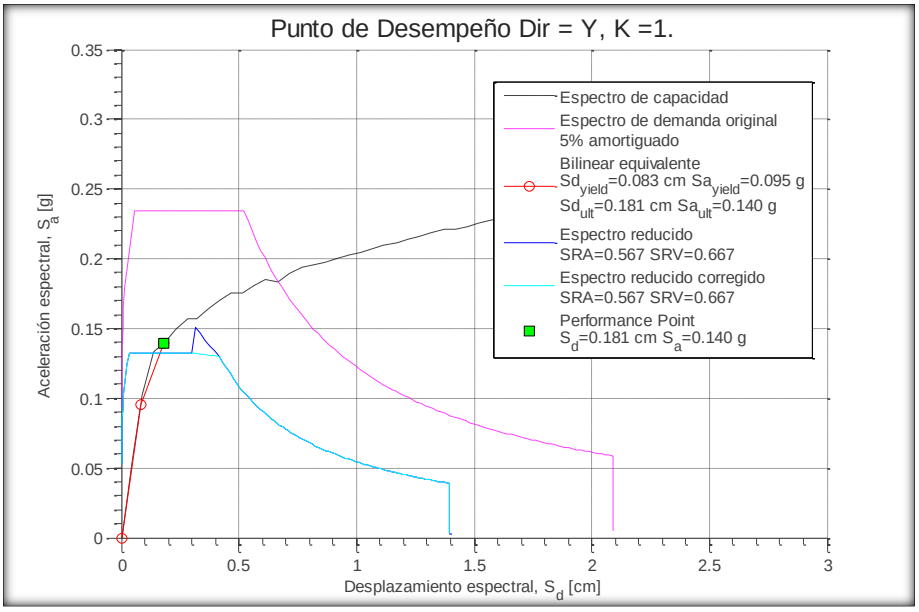



**Figura 54. Punto de Desempeño en dirección Y, con comportamiento estructura tipo A.**

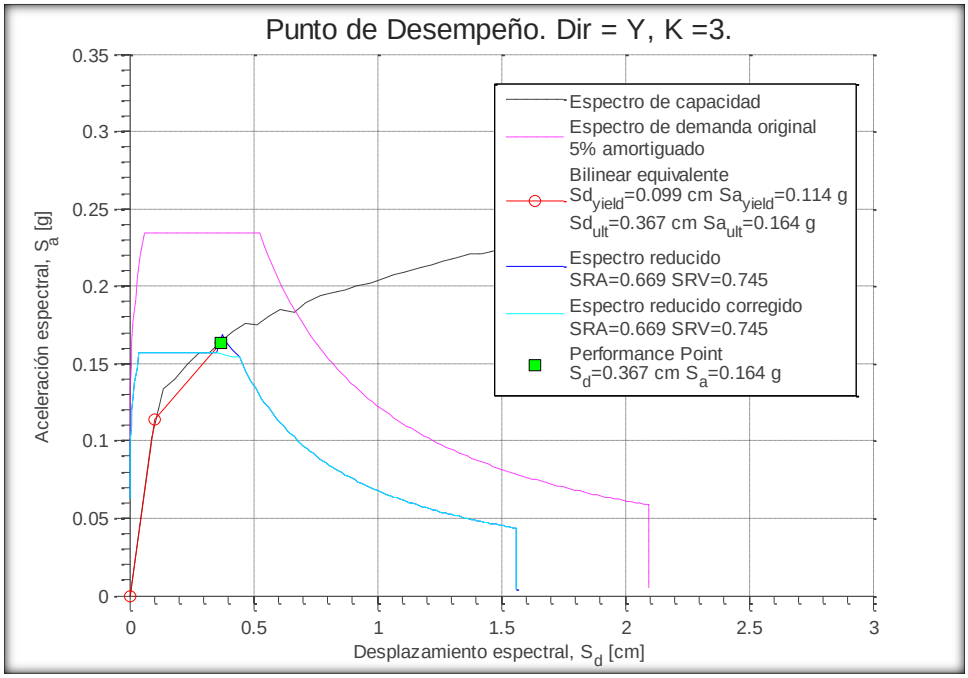



**Figura 55. Punto de Desempeño en dirección Y, con comportamiento estructura tipo C.**

| Punto de Desempeño | | | |
|---|---|---|---|
| Dir. | Comportamiento | Sd (cm) | Sa (g) |
| Y | K = A | 0.181 | 0.14 |
| | K = C | 0.367 | 0.164 |

**Tabla 20. Comparación entre los puntos de desempeño en Dir. = Y.**

Para la dirección Y se ve en la tabla anterior que hay un cambio sustancial si la estructura cambia su comportamiento histerético, de casi el doble del desplazamiento por un cambio en la aceleración espectral casi mínima. Si comparamos los datos en dirección X, se muestra que en dirección Y se requiere una aceleración menor para generar un mayor desplazamiento, concluyendo que es la dirección que presentara mayores problemas a la hora de un evento sísmico.

## 6.3 Curvas de Fragilidad

Aplicando el método *"LM2"* para la estimación del nivel de daño mediante el uso de curvas de fragilidad según el documento RISK-UE WP04, descrito en el capítulo anterior, Las curvas de fragilidad obtenidas para la dirección X e Y, muestran como a medida que aumenta la demanda, la probabilidad de excedencia de un estado de daño también aumenta. A continuación, se presentan los resultados para cada caso analizado, según la dirección X e Y. Las gráficas se encuentran en escala logarítmica en el eje X (Sd) para su mejor apreciación.

### 6.3.1 Curvas de fragilidad en dirección X

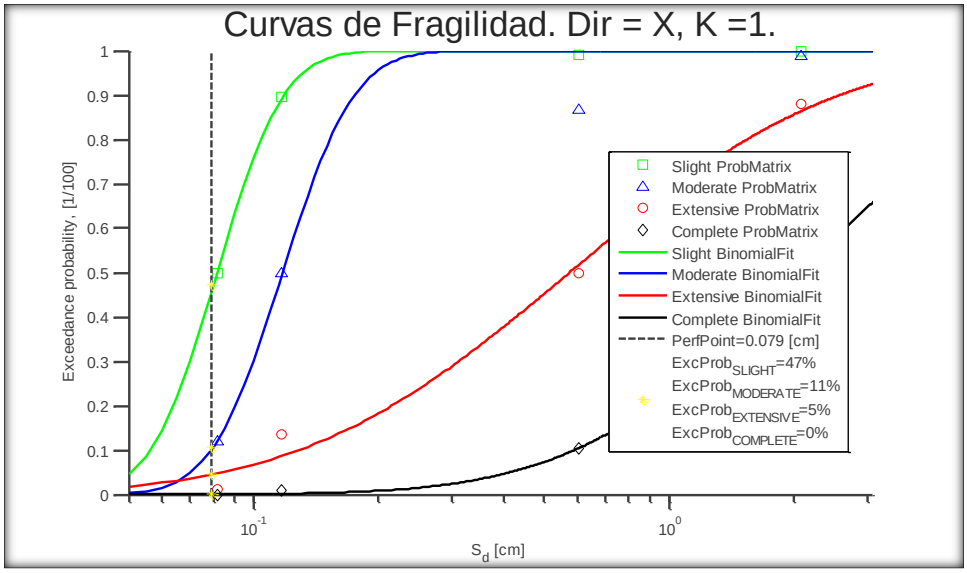



**Figura 56. Curvas de Fragilidad en dirección X para estructura tipo A**

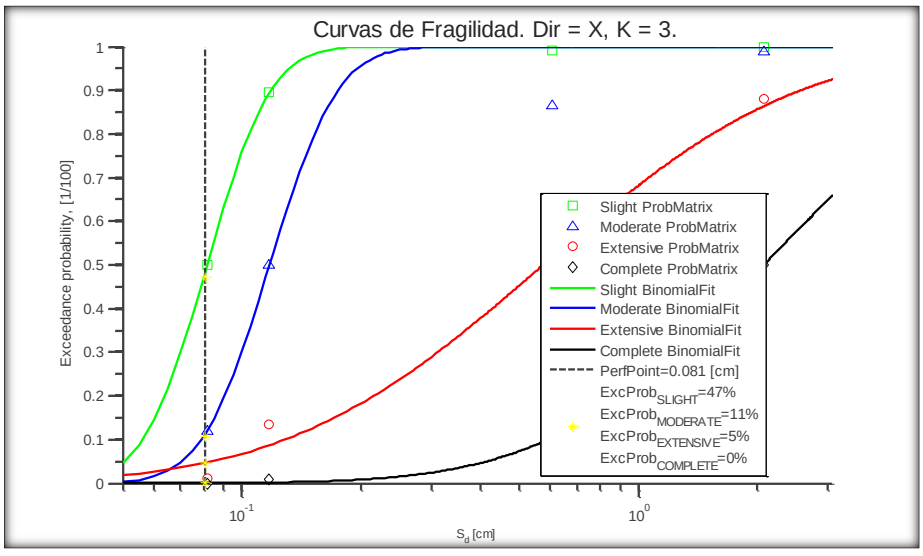



**Figura 57. Curvas de Fragilidad en dirección X para estructura tipo C.**

### *6.3.2 Curvas de Fragilidad Dirección Y*

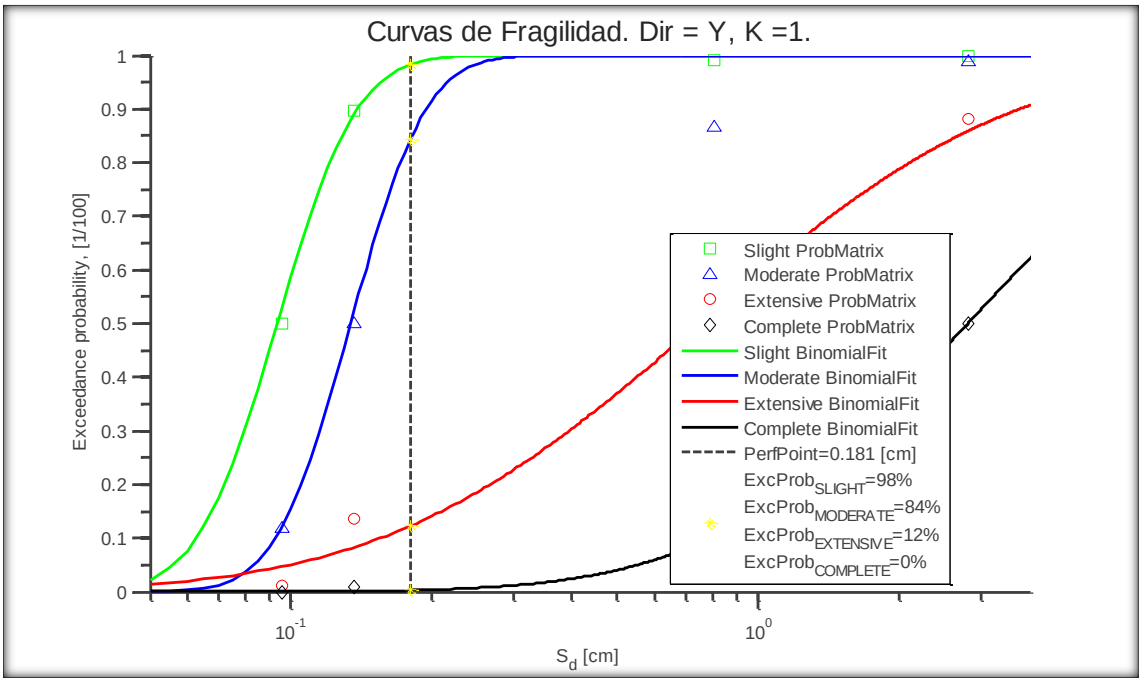



**Figura 58. Curvas de Fragilidad en dirección Y para estructura tipo A.**

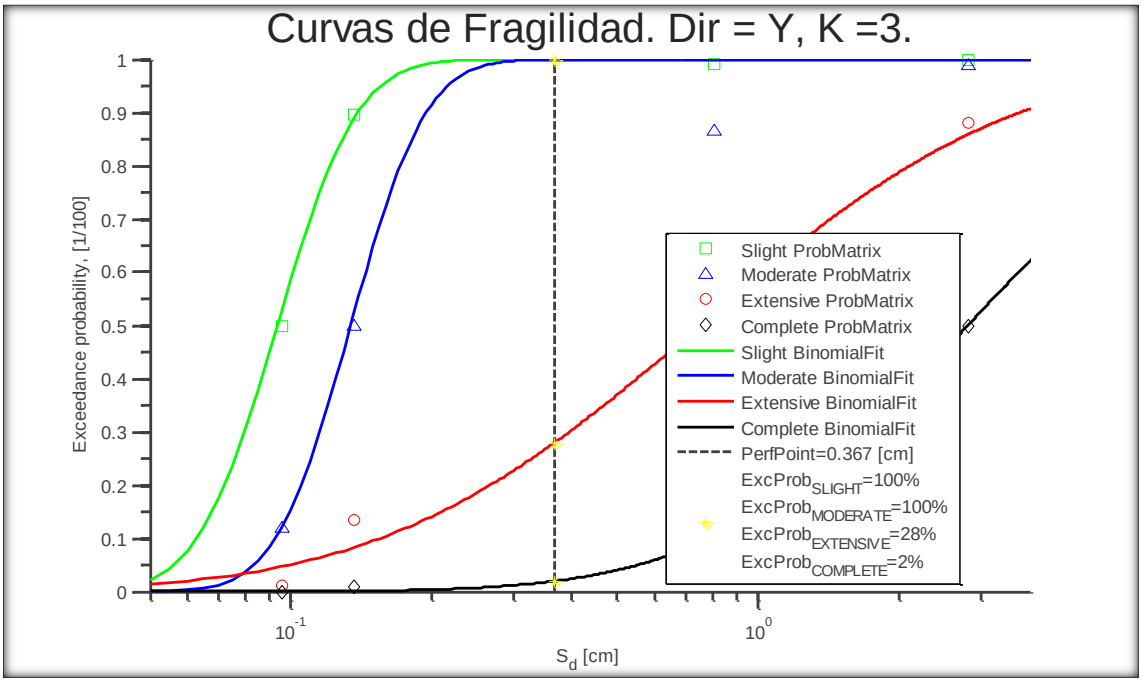



**Figura 59. Curvas de Fragilidad en dirección X para estructura tipo C.**

### *6.3.3 Histogramas de daño para X*

Si se analizan las siguientes figuras en orden, se puede ver como el estado de daño migra inicialmente desde leve, moderado, hasta severo y colapso, a medida que aumenta el desplazamiento impuesto por la demanda sísmica aplicada.

Cada Histograma mide la probabilidad de que se pueda ser excedido el estado de daño con respecto al evento que se analiza, los siguientes histogramas son un clara ejemplo de que en medida de que la demanda sísmica aumente el nivel de daño también aumentará. También se observa que los niveles de daño en dirección Y son mayores debido a la poca rigidez que establece.

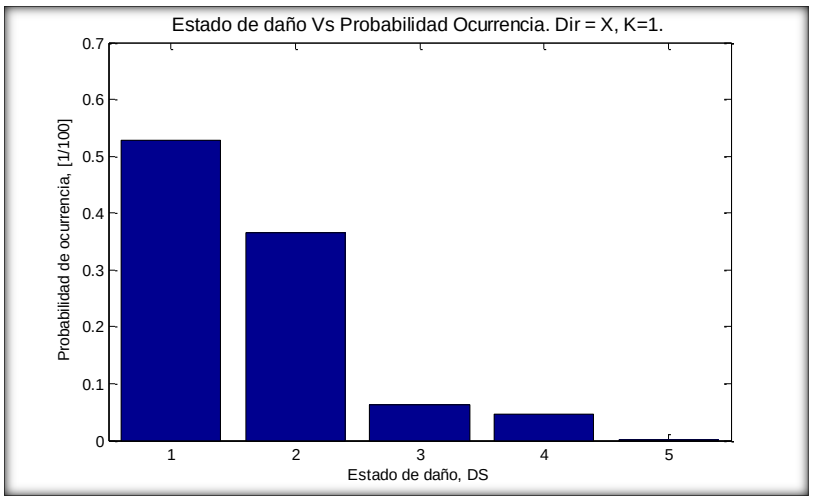



**Figura 60. Histograma de daño en dirección X para estructura tipo A.**

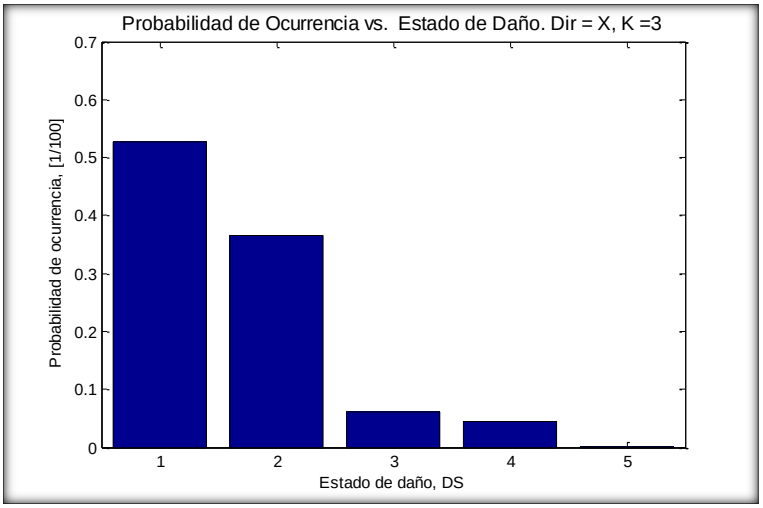



**Figura 61. Histograma de daño en dirección X para estructura tipo C.**

### *6.3.4 Histogramas de Daño en dirección Y*

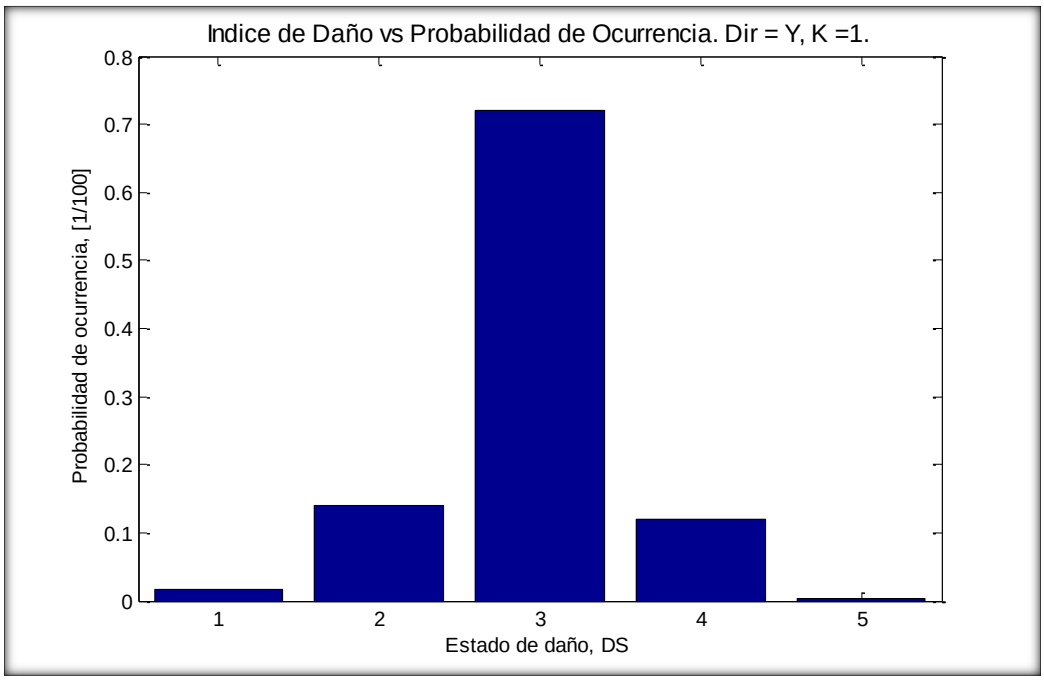



**Figura 62. Histograma de daño en dirección Y para estructura tipo A.**

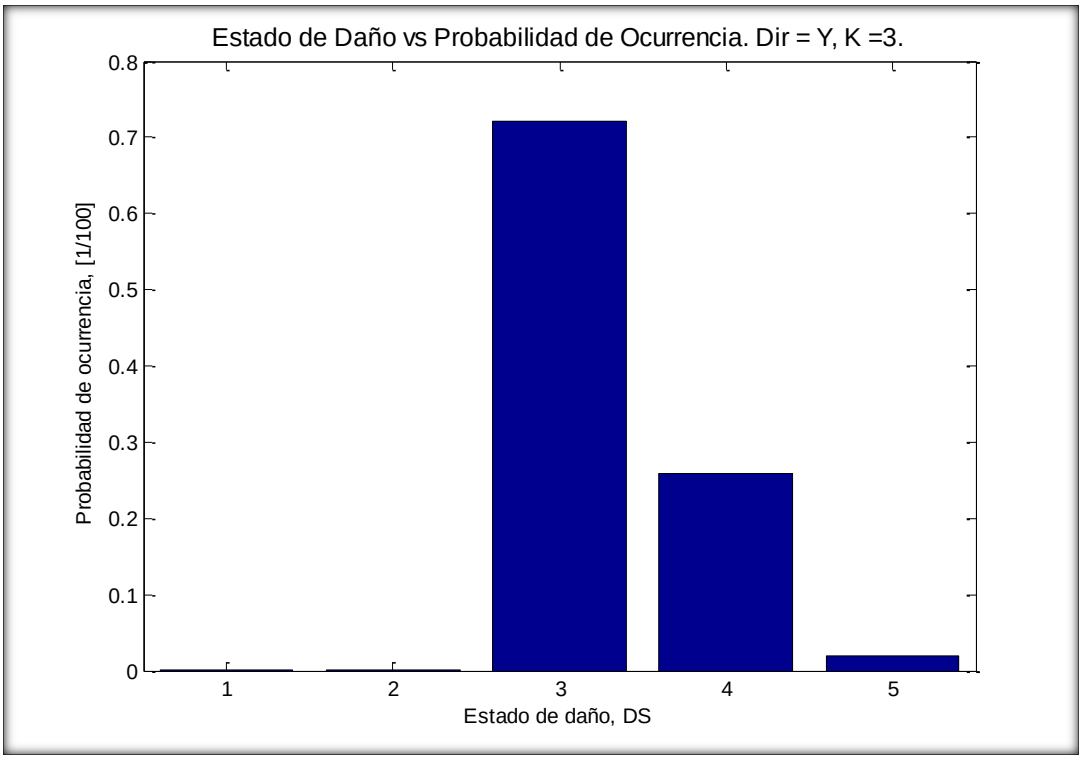



**Figura 63. Histograma de daño en dirección Y para estructura tipo C.**

### 6.3.5 Índice de Daño Dirección X

El índice de daño indica el grado de afectación que tiene una estructura, como en las figuras de curvas de fragilidad así como en los histogramas de daño es posible corroborar que a menor rigidez en la dirección analizada mayor será el daño o en este caso el índice de daño, el grado de afectación no solo incrementa por la rigidez de cada dirección también se incrementa por el comportamiento de cada estructura y es claro al observar los resultados de todos los análisis.

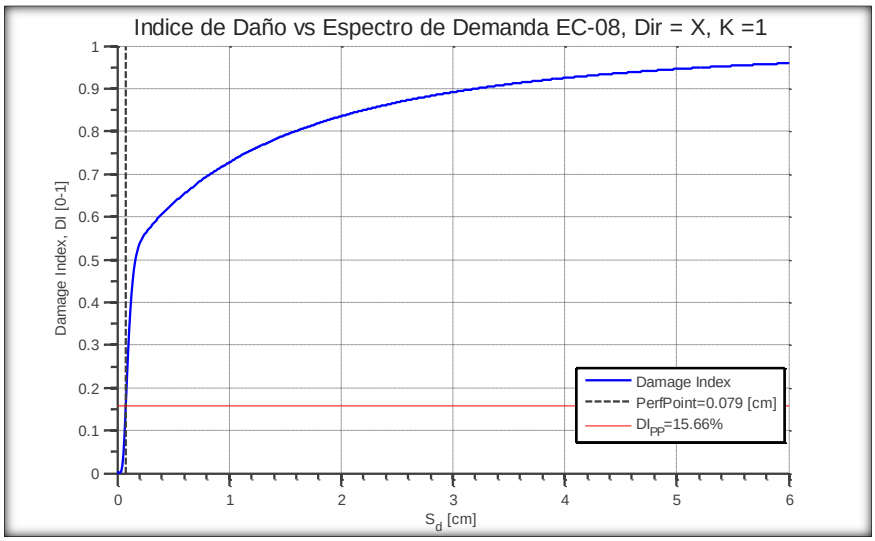



**Figura 64. Índice de daño en dirección X para estructura tipo A.**

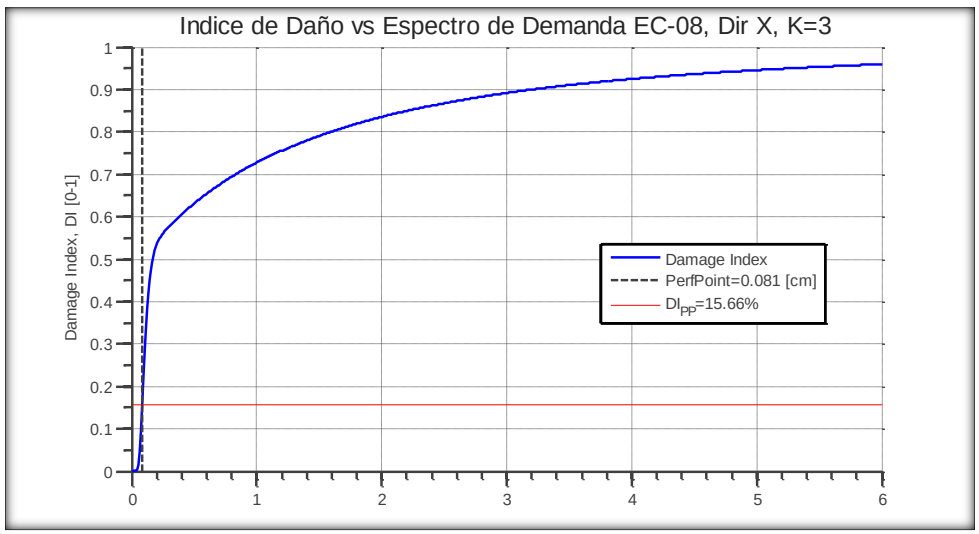



**Figura 65. Índice de daño en dirección X para estructura tipo C.**

### *6.3.6 Índice de Daño en dirección Y*

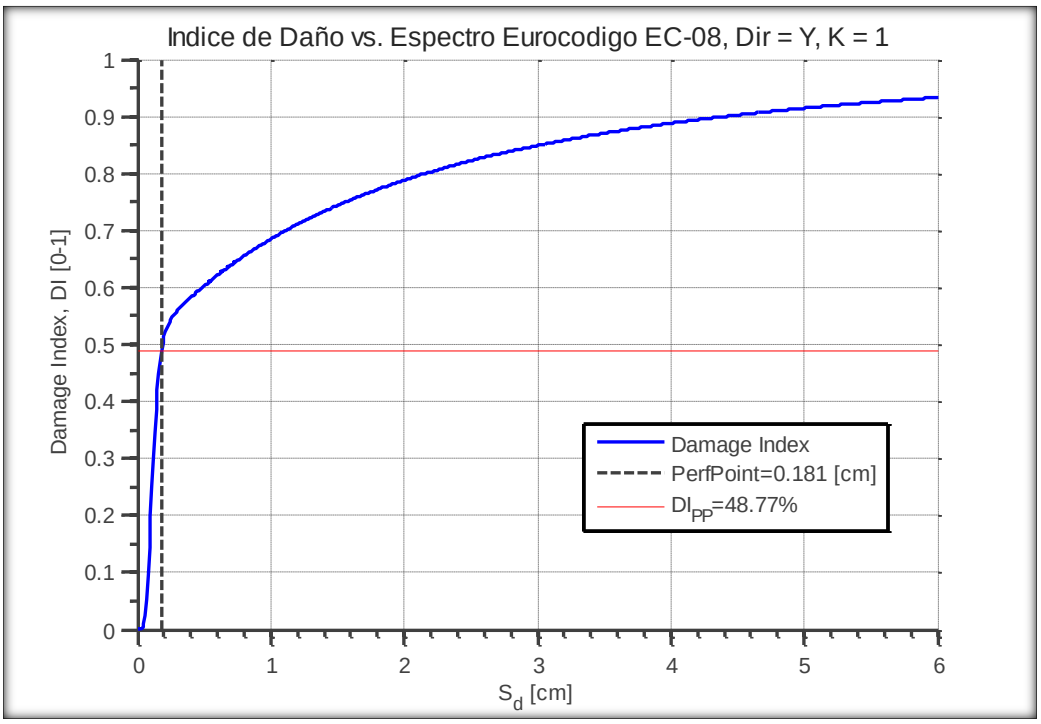



**Figura 66. Índice de daño en dirección Y para estructura tipo A.**

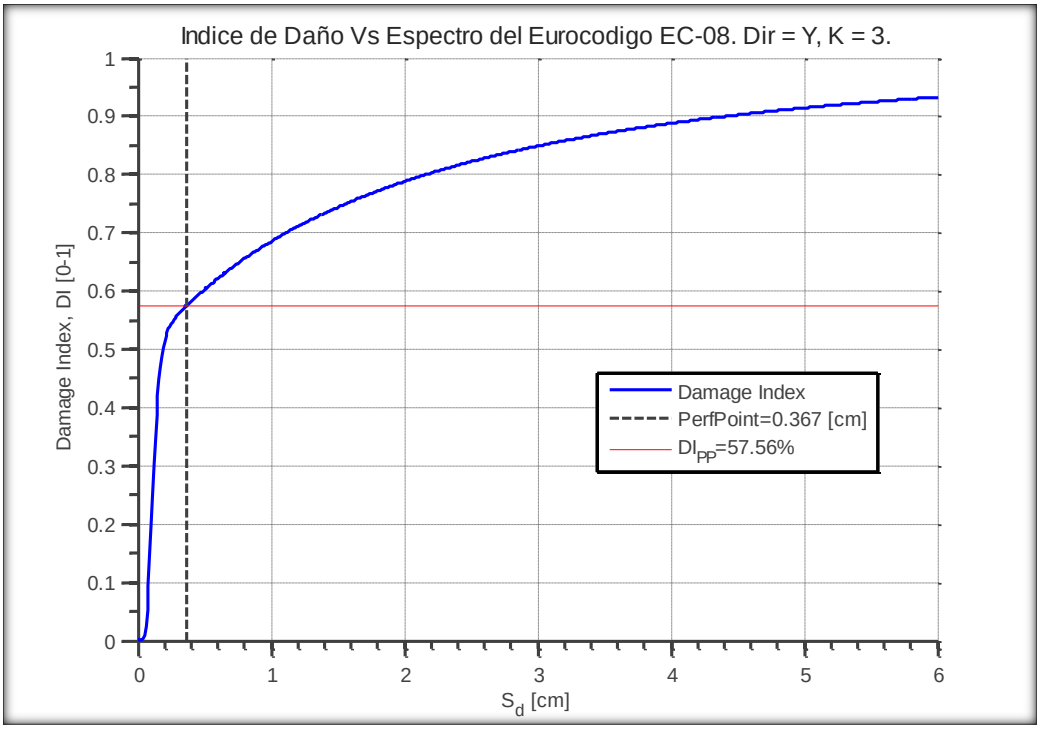



**Figura 67. Índice de daño en dirección Y para estructura tipo C.**

# Conclusiones y Recomendaciones

- La sismicidad que se localiza en el norte de Cataluña se debe a la Falla Norte de la Maladeta (FNM) que tiene una longitud aproximada de 30 km capaz de generar un evento sísmico con la energía suficiente para llegar a ser destructivo. La FNM es una falla normal que tiene un movimiento por año de 0.04-0.09 mm/año, la región no solo cuenta con la FNM sino también es vecina de la región de Huesca que es una zona con actividad sísmica bastante importante y que podría llegar a afectar también a Val D´Aran. La región que se encuentra dentro del rango de la FNM debe tener en cuenta las características macro sísmicas para cualquier construcción y sobre todo las estructuras especiales que son las que mayor demanda tendrán durante un evento de estas características. La NCSE-02 considera a la zona con una aceleración de 0.04g, aunque pudiera revisarse este valor y establecer regiones cercanas a fallas como lugares de mayor riesgo y por lo tanto de imponer una mayor aceleración a estas zonas.
- El Hospital de Val D´Aran fue analizado por SAP200o y TreMuri, siendo de gran valor el proceso de aprendizaje para hacer el análisis modal (SAP2000 y TreMuri) y de empuje incremental (TreMuri). En el análisis modal nos dio como resultado periodos de vibración diferentes en dirección X ( $Tx_{SAP2000}$ = 0.26s , $Tx_{TreMuri}$ = 0.12 ) y en dirección Y obtuvimos los mismos resultados ( Ty = 0.17 s) la razón puede ser que ambos son software muy robustos en el que se puede modelar muchos detalles estructurales y de comportamiento, esto ha de ser manejado con mucho cuidado ya que al tener tantos parámetros de alta sensibilidad puede haber grandes cambios, no es necesario ir a las comparaciones entre las dos herramientas, incluso dentro de un mismo modelo cambiar algún parámetro puede cambiar la respuesta de la estructura de manera indeseada. Si los cambios dentro de un mismo modelo son significativos será mucho

más compleja la comparación entre dos software que inclusive su orientación es diferente.

- El daño que la estructura sufre de acuerdo a las curvas de fragilidad, los histogramas de daño y los índices de daño, apenas es suficiente para superar el primer nivel de daño. En dirección X los la probabilidad de que exceda el primer estado de daño es de 47%, para el estado moderado es de 11%, para el severo es apenas 5% y para el colapso es 0%, en los dos caso de tipo de comportamiento de la estructura y los corroboramos con el índice de daño para un comportamiento tipo A $I_{dmg}$ = 0.078 y para un comportamiento tipo C $I_{dmg}$ = 0.081, el cambio es insignificante. Caso contrario en Y donde la rigidez es menor y el daño tomara nuevos estados y lo vemos en la siguiente tabla.

| Comportamiento | Sin daño (%) | Leve (%) | Moderado (%) | Severo (%) | Colapso (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| A | 0 | 98 | 84 | 12 | 0 |
| C | 0 | 100 | 100 | 28 | 2 |

**Tabla 21. Nivel de daño en dirección Y para comportamiento A y C**

En dirección Y los estados de daño leve y moderado tienen una alta probabilidad de ser excedidos en el tipo de comportamiento A y en el comportamiento C son excedidos completamente inclusive llegando a haber un probabilidad de excedida del 2% en colapso, como conclusión la dirección débil de la estructura es Y. Recordemos que el tipo de comportamiento de estructura depende del lazo des histéresis que presente, esto quiere decir que si se llevó a cabo una buena implementación de procedimientos constructivos y seguimientos de normas puede tener este comportamiento en el peor de los casos el comportamiento seria el tipo C. (Commission, 1996)

- La estructura será capaz de resistir un movimiento de estas características, mas sin embargo y depende de la direccionalidad del sismo puede también sufrir daños severos en la estructura y afectar el funcionamiento de los servicios que proporciona, traduciéndose en posibles pérdidas humanas y materiales. La estructura fue construida en 1985 y han pasado ya casi 30 años desde entonces sería importante considerar un diagnostico así como su posible mantenimiento para mantener en las mejores condiciones la estructura, como todos sabemos estos eventos son súbitos y no sabremos cuando se presentan y tampoco en qué grado.

# Bibliografía

Abril J., P. &. (15 de 07 de 2007). Tesis: Diseño de una Vivienda de Interes Popular. 177. (U. d. Cuenca, Recopilador) Cuenca, Azuay, Ecuador.

Arquitectos, L. (2011). *L35*. Recuperado el 2013, de http://www.l35.com/es/proyecto.php?id_prj=235

Ayuntamiento de Lorca . (16 de 01 de 2013). *www.Wikipedia.org*. (A. M. Lorca, Productor) Obtenido de http://es.wikipedia.org/wiki/Lorca

Ayuntamiento de Lorca. (s.f.). *www.lorca.es*. Recuperado el 20 de 01 de 2013, de http://www.lorca.es/población/población.asp?id=128

Ayuntamiento de Lorca. (s.f.). *www.lorca.es*. Recuperado el 01 de 03 de 2013, de http://www.lorca.es/seismo11demayo/seismo11demayo.asp?id=1540

Bozzo, L. M. (2000). *Diseño Sismoresistente de Edificios - Técnicas convencionales y avanzadas.* Loreto, Barcelona, Barcelona: Editorial REVERTE.

Capote, R., Estéves, A., Santanach, P., Sanz de Galdeano, C., & Simón, J. (2011). ¿Dónde y por qué se producen terremotos en la. *Enseñanza de las Ciencias de la Tierra*, 317-329.

Chopra, A. K. (2012). *Dinamics of Structures - Theory and Aplication to Earthquake Engineering* (Fourth Edition ed.). (H. Stark, Ed.) Suite, Boston, USA: Pearson Education.

Chopra, A. K. (2012). *Dynamics Of Structures* (4ª ed. ed.). Boston, USA: Prentice Hall.

Comisión Permanente del Hormigón. (1973). *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado.* Madrid, Madrid, España: Secretaría General Técnica - Servicio de Publicaciones.

Comite ACI-318. (2005). *(ACI-318S-05) Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y (ACI 318SR-05) Comentarios.* Farmington Hills, USA.

Commission, C. S. (1996). *ATC-40.* Redwood.

Conesa, C. (1985). *Inundaciones en Lorca (Murcia): Riesgo y Expectacion.* Historico, Dept. Papeles de Geografía Física No. 10, Lorca.

CSI. (2007). *CSI Analysis Reference Manual for SAP, ETABS and SAFE.* Berkeley, California, USA.

d´Aran, T. V. (2010). *Val D´Aran La esencia de los pirineos*. Obtenido de http://www.visitvaldaran.com/es/descubre-val-d-aran/situacion

EMS-98. (1998). *Escala Macrosísmica Europea.*

European Commite for Standarization. (2004). EUROCODIGO EC-08 Design of Structures for Earthquake Resistance. En *General Rules, Seismic Actions and rules for buildings* (Vol. 1, pág. 232). CEN.

FEMA - 356 . (2000). *Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings.* Washington, D.C.

FEMA Federal Emergency Management Agency - American Society of Civil Engineers. (2000). *FEMA - 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.* Washington, Washington, USA.

Garcia, J. &. (2005). *Aprenda MATLAB 7.0 como si estuviera en primero.* Madrid, Madrid, España: Universidad Politecnica de Madrid.

González D., R. &. (2011). *Calculo de Elementos Estructurales* (primera edicion ed.). Barcelona, Barcelona, España: Publicaciones Académicas Digitales de la UPC.

González D., R. &. (22 de mayo de 2012). Modernism URM Buildings of Barcelona - Seismic Vulnerability and Risk Assessment. 29.

GOOGLE. (25 de 06 de 2013). *www.googlemaps.com*. Obtenido de https://maps.google.com/

Grunthal, G. (1998). *EMS-98 European Macroseismic Scale 1998* (Vol. 15). Luxembourg: G. Grunthal.

IGC Instituto Geológico de Cataluña. (2011). *El Terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011.* Informe de la inspección de los trabajos de campo realizados, IGC - UPC - AEIS - Generalitat de Cataluña, Barcelona.

IGME. (2012). *Quaternary Active Faults Database of Iberia v.2*. Recuperado el 2013, de http://www.igme.es/infoigme/aplicaciones/qafi/

IGN. (2013). *Mapas de Sismicidad*. Recuperado el 02 de Septiembre de 2013, de Sitio Web del Instituto Geográfico Nacional: http://www.ign.es/ign/layoutIn/sismoDetalleMapasSismicos.do?mapa=sismicidad_peq.jpg&titulo=Mapa%20general%20de%20la%20sismicidad%20de%20la%20Pen%EDnsula%20Ib%E9rica&leyenda=no&mapabig=sismicidad.jpg

Instituto Geologico y Minero de España. (s.f.). *www.Wikipedia.org*. Recuperado el 15 de 01 de 2013, de http:es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Lorca_de_2011

Lagomarsino, S., Galasco, A., Penna, A., & Cattari, S. (2008). *TREMURI: Seismic analysis program for 3D Masonry Buildings (Userguide).* Genoa: University of Genoa.

Lopez A., F. (25 de 04 de 2013). Presentación: Proyecto Sismoresistente de Estructuras. 35. Barcelona.

Luzi, G. (2012). *Proyecto Nagiar-Memoria de Trabajo.* Técnico, Instituto de Geomática IG-UPC, Castelldefels.

Meli P., R. (2002). *Diseño Estructural* (Segunda Edición ed.). (N. Editores, Ed.) Balderas, Mexico D.F., Mexico: Editorial LIMUSA, S.A. DE C.V.

Meli, R. &. (2002). *Diseño Sísmico de Edificios* (Quinta Edición ed.). (G. N. Editores, Ed.) Balderas, México, México: Editorial LIMUSA S.A. DE C.V.

Miluntinovic, Z. V. (2003). RISK-UE an Advanced Aproach to Earthquake Risk Scenarios with Applications to Different European Towns. En *WP4: Vulnerability of Current Buildings* (pág. 111). European Comission.

Milutinovic, Z. V., & Trendafiloski, G. S. (2003). *WP4 Vulnerability of current buildings.*

Ministerio de Fomento. (2009). *Norma de Construcción Sismoresistente - Parte General y Edificación NCSE-02 (Con Comentarios de La Subcomisión Permanente de normas Sismoresistentes)).* Madrid, Madrid, España: Centro de Publicaciones de la Secretaria General Técnica.

Ministerio de Vivienda. (1963). *Norma MV-101-1962 Acciones en la Edificación.* Madrid, España.

Moreno G., R. &. (2013). Presentacion: Curso de Espacialización Diseño y Evaluación Sismoresistente de Estructuras. 65. UPC.

*Tutoriales de ETABS* (s.f.). [Película].

Nacional, I. G. (2013). *Catalogo Sísmico*. Recuperado el 2013, de http://www.ign.es/ign/layoutIn/sismoFormularioCatalogo.do

NCSE-02. (2009). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02).* (C. d. Fomento, Ed.)

Olivera, C., Redondo, E., Lambert, J., Riera Melis, A., & Roca, A. (2006). *Els terratrèmols dels segles XIV i XV a Catalunya.* Barcelona: Institut Cartogràfic de Catalunya.

Ortiz B., E. (2006). *Analisis de Modelos Estructurales en SAP2000 Versión 10.* Lima, Lima, Perú: Editorial Macro.

Ortuño, M., & Perea, H. (2010). *EL TERREMOTO DE VIELHA DE 1923 (PIRINEOS CENTRALES): FUENTE SISMOGENÉTICA, VARIACIÓN DEL ESFUERZO DE COULOMB Y DISTRIBUCIÓN !"LA SISMICIDAD POSTERIOR.* Resúmenes de la 1ª Reunión Ibérica sobre Fallas Activas y Paleosismología.

Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural.* Barcelona, Barcelona, España: Reverté S.A.

Paz, M. (2009). *Dinámica Estructural - Teoría y Cálculo* (Tercera Edicion ed.). Barcelona, Barcelona, España: Editorial REVERTE, S.A.

Pujades, L. G. (2004). *Metodología de Estimación de la Vulnerabillidad Sísmica de las Construcciones Calificadas de Importancia Especial en la NCSE-02.* Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Barcelona: UPC.

Pujades, L. G. (2007). *Estimación de la Vulnerabilidad Sísmica de las Tipologías Constructivas más Representativas de los Edificios de Importancia Especial en Cataluña.* Dpto. de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica - Dpto. de Resistencia de Materiales y Estructuras en La Ingeniría. Barcelona: UPC.

Ramirez, R. M. (s.f.). Tesis: Estudio de Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio de Estructura Mixta Hormigón y Mamposteria no Reforzada. 100.

Safina Melone, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico.* Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya.

Thao, F. (2011). *Fundación Thao*. Recuperado el 2013, de http://thaoweb.com/sites/default/files/images/Vista%20aerea.JPG

Toriijo, F., Melguizo, C., Bescós, J., Garijo, M., & Bueso, J. (2001). Estudio sismotectónico del entorno del macizo de la Maladeta, sector de Vielha. *Geogaceta*, 135-38.

Universidad de Granada. (12 de 04 de 2013). *www.wikipedia.org*. Recuperado el 14 de 05 de 2013, de http://es.wikipedia.org/wiki/Riada_de_19_de_octubre_de_1973

Vielha, A. d. (2013). *Ajuntament de Vielha e Mijaran*. Recuperado el 2013, de Ajuntament de Vielha e Mijaran: http://www.vielha-mijaran.org/

Wiipedia. (2013). *Viella Mitg Arán*. Recuperado el 2013, de Wikipedia.

# Anexos

# Anexo 1

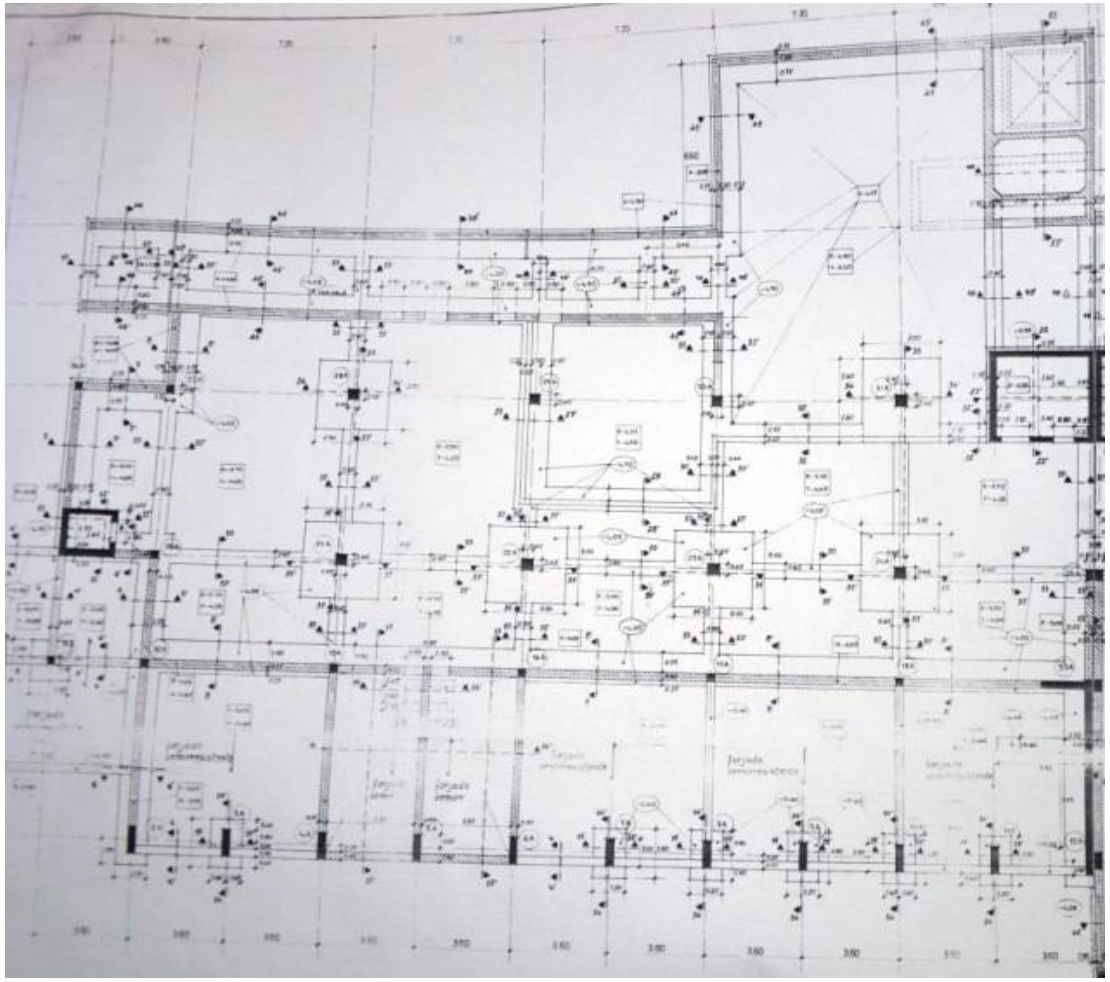
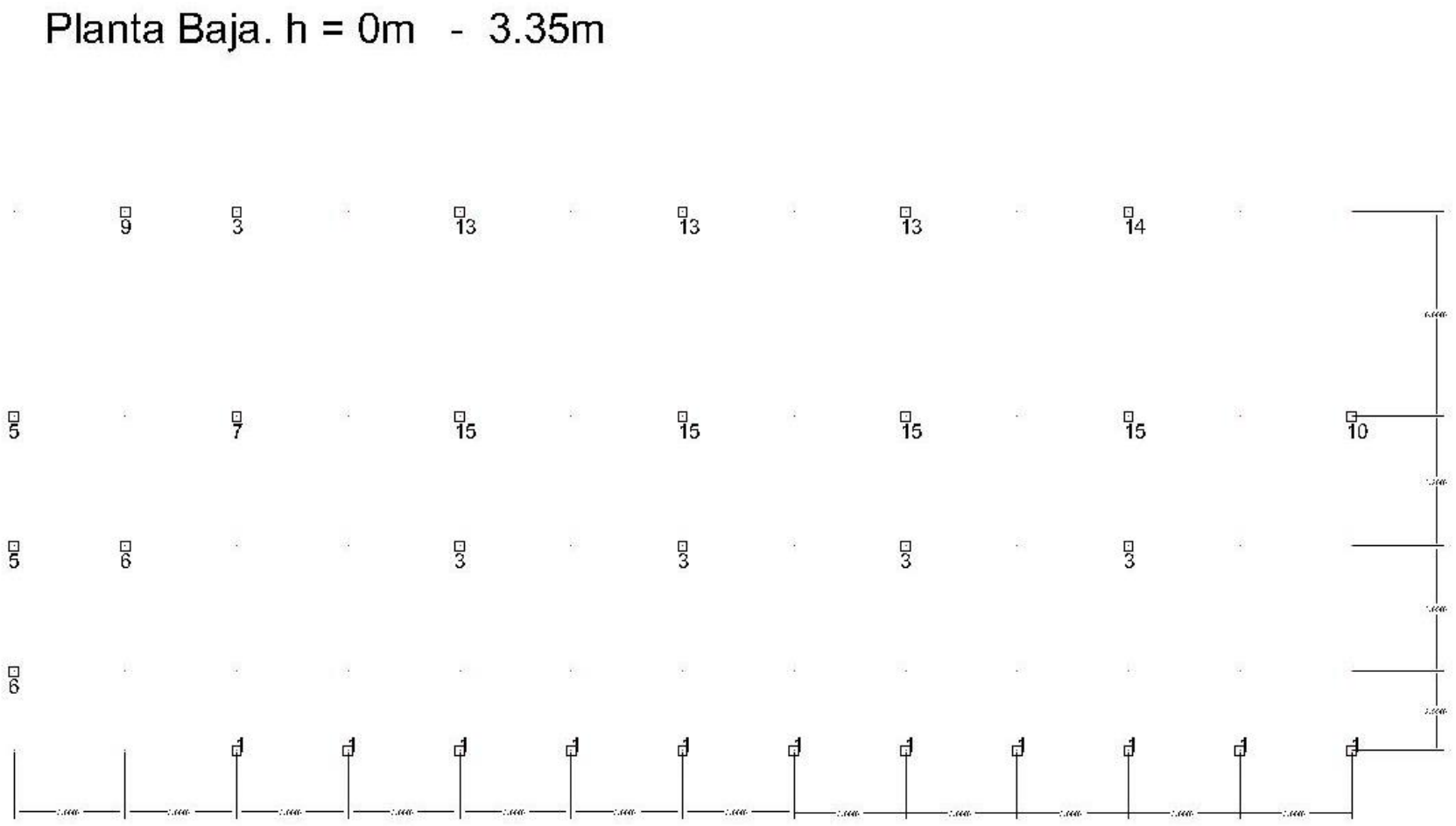
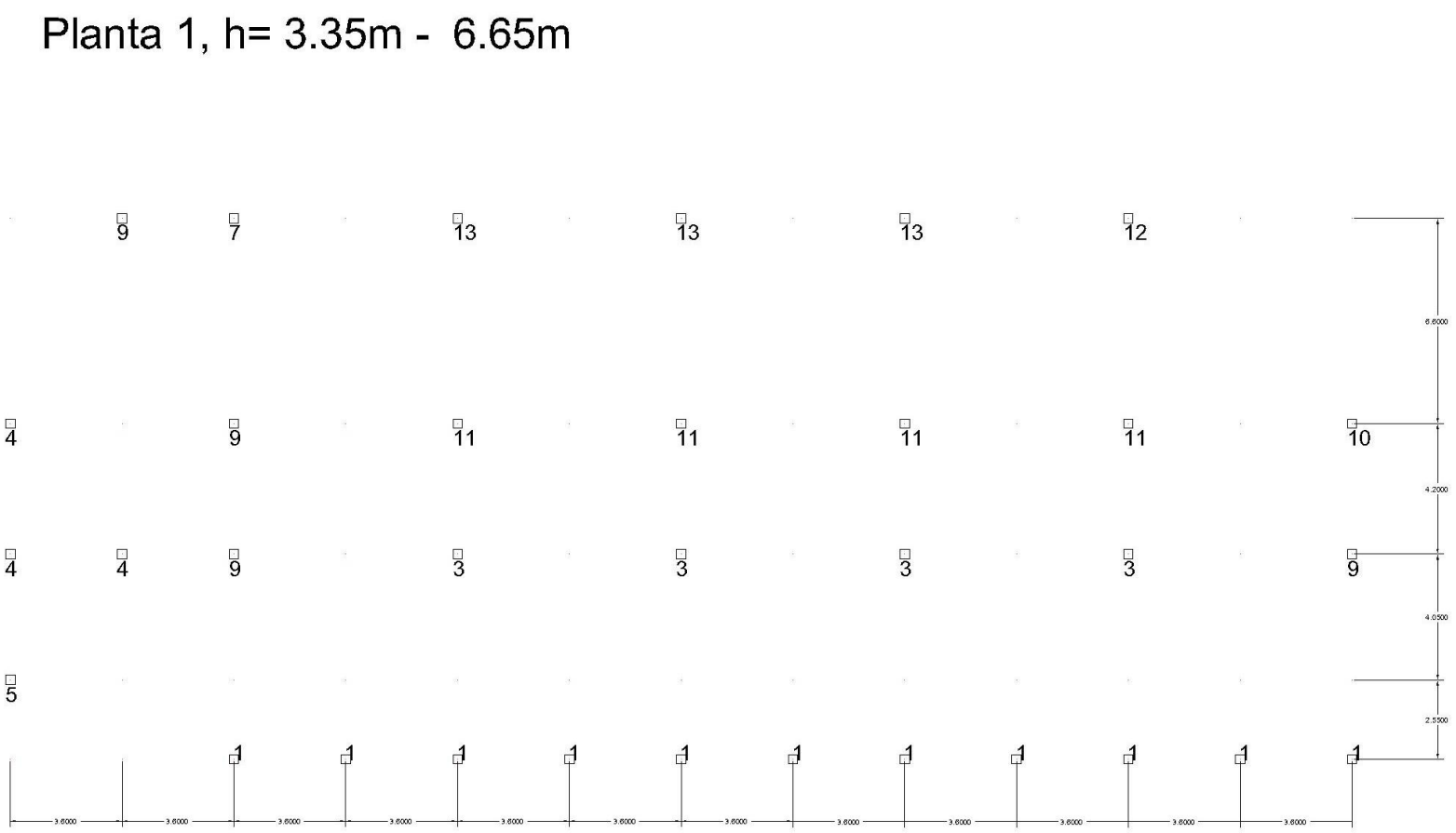


**Figura 68. Plano de Cimentación**

## Anexo 2

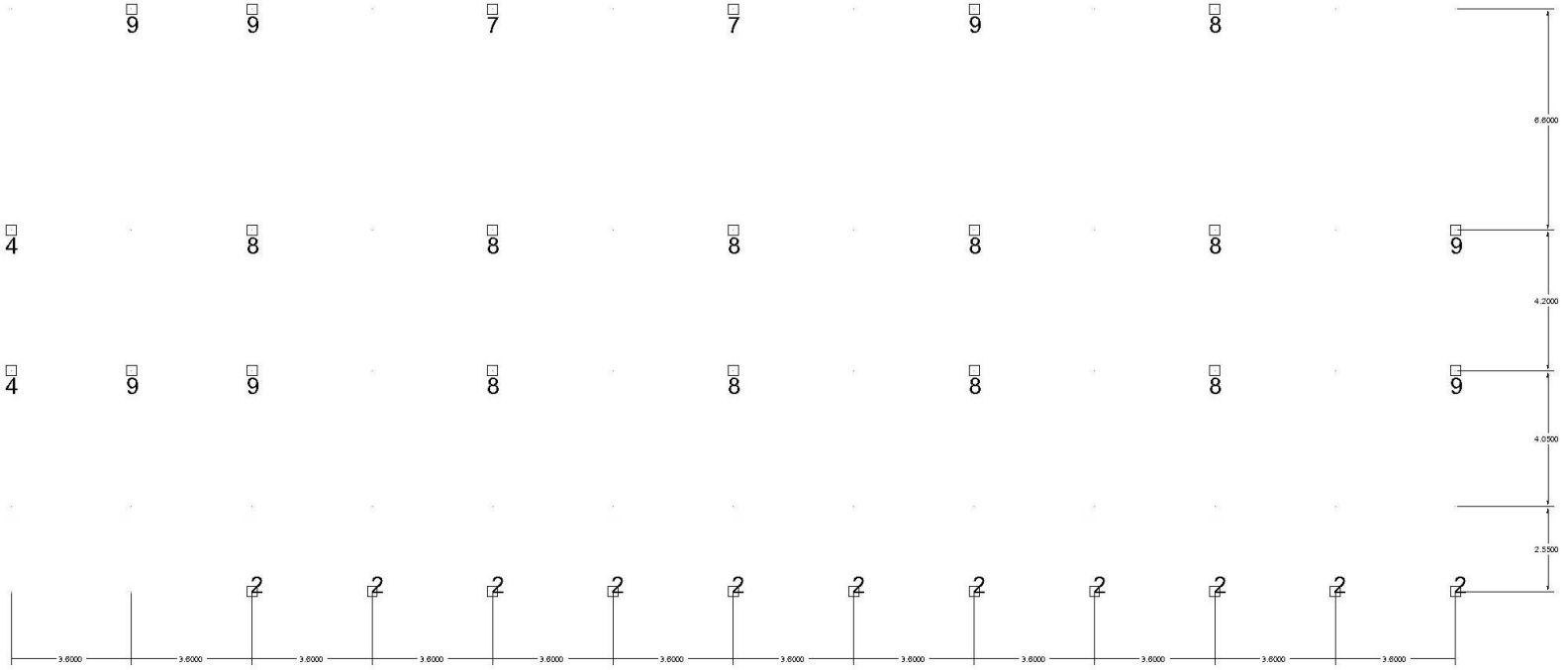


## Anexo 3


Planta 1, h= 3.35m - 6.65m
9 7 13 13 13 12
4 9 11 11 11 11 10
4 4 9 3 3 3 3 9
5
1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1
3.6000
6.6000
4.2000
4.0500
2.5500

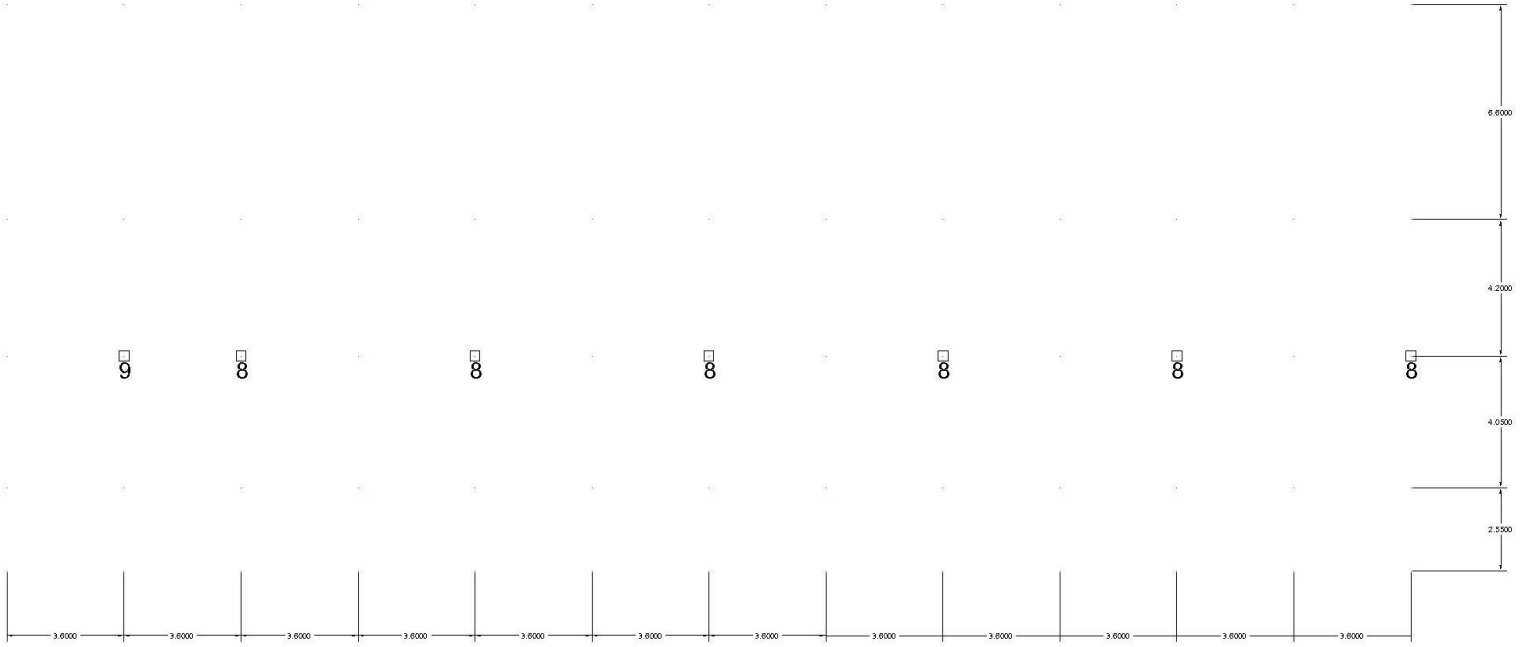
## Anexo 4

Planta 2, h = 6.65m - 9.35m* Nivel de Columnas variable por loza inclinada



## Anexo 4

Azotea, h= 9.35m - 12.59m* Nivel de Columnas variable por loza inclinada



## Anexo 6

Reporte Fotográfico

ESPITAU
VAL D'ARAN
SAS
SERVICI ARANÈS DE LA SALUT
aran salut
Consell General d'Aran

**PLANTA -2**

| | Zones | Sup.(m²) | m² de il·luminació | Volum m3 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Maqu. Tècniques | 10,50 | 0,00 | 0,00 |
| **TOTALS** | | **10,50** | **0,00** | **0,00** |

**PLANTA SOTERRANI (Ps)**

| | Zones | Sup.(m²) | m² de il·luminació | Volum m3 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Nucli B | 14,88 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | Distrib. Nucli B | 1,81 | 0,00 | 0,00 |
| 3 | Vestuaris Homes | 22,38 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | Vestuaris Dones | 21,43 | 0,00 | 0,00 |
| 5 | Oxigen i protòxia | 14,18 | 0,00 | 0,00 |
| 6 | Bomba de buit | 8,22 | 0,00 | 0,00 |
| 7 | Aire comprimit | 9,94 | 0,00 | 0,00 |
| 8 | Quadres elèctrics | 14,25 | 0,00 | 0,00 |
| 9 | ET | 27,44 | 0,00 | 0,00 |
| 10 | Grup electrògen | 20,39 | 0,00 | 0,00 |
| 11 | ET | 6,97 | 0,00 | 0,00 |
| 12 | Grup electrògen | 22,56 | 0,00 | 0,00 |
| 13 | Càrrega i descàrrega | 159,17 | 0,00 | 0,00 |
| 14 | Depuració aigües resid. | 3,05 | 0,00 | 0,00 |
| 15 | Estança | 1,55 | 0,00 | 0,00 |
| 16 | Estança | 3,07 | 0,00 | 0,00 |
| 17 | Maqu. Tècniques | 5,31 | 0,00 | 0,00 |
| 18 | Instal.lacions | 5,75 | 0,00 | 0,00 |
| 19 | Taller manteniment | 23,30 | 0,00 | 0,00 |
| 20 | Estança | 3,90 | 0,00 | 0,00 |
| 21 | Instal.lació aigua | 31,98 | 0,00 | 0,00 |
| 22 | Magatzem general | 57,11 | 0,00 | 0,00 |
| 23 | Magatzem farmacèutic | 29,93 | 0,00 | 0,00 |
| 24 | Corredor Vestuaris | 14,49 | 0,00 | 0,00 |
| 25 | Corredor 1 | 60,88 | 0,00 | 0,00 |
| 26 | Nucli A | 14,85 | 0,00 | 0,00 |
| 27 | Distrib.1 | 10,95 | 0,00 | 0,00 |
| 28 | Distrib. 2 | 9,64 | 0,00 | 0,00 |
| 29 | Distrib. 3 | 9,65 | 0,00 | 0,00 |
| 30 | Túmul | 13,51 | 0,00 | 0,00 |
| 31 | Autopsies | 23,85 | 0,00 | 0,00 |
| 32 | Magatzem | 4,69 | 0,00 | 0,00 |
| 33 | Vestuari | 10,60 | 0,00 | 0,00 |
| 34 | Distrib. Nucli A | 19,50 | 0,00 | 0,00 |
| 35 | Control | 6,04 | 0,00 | 0,00 |
| 36 | Cuina | 84,56 | 0,00 | 0,00 |
| 37 | Pati | 17,42 | 0,00 | 0,00 |
| 38 | Cambra fig. 2 | 2,17 | 0,00 | 0,00 |
| 39 | Cambra fig. 3 | 2,17 | 0,00 | 0,00 |
| 40 | Cambra fig. 4 | 2,17 | 0,00 | 0,00 |
| 41 | Cambra fig. 1 | 9,20 | 0,00 | 0,00 |
| 42 | Magatzem Cuina | 9,42 | 0,00 | 0,00 |
| 43 | Magatzem Bugaderia | 10,50 | 0,00 | 0,00 |
| 44 | Estança | 2,74 | 0,00 | 0,00 |
| 45 | Bugaderia | 29,21 | 0,00 | 0,00 |
| 46 | Planxa | 25,44 | 0,00 | 0,00 |
| 47 | Corredor Clima. | 7,43 | 0,00 | 0,00 |
| 48 | Inst. Climatització | 31,63 | 0,00 | 0,00 |
| 49 | Magatzem | 14,88 | 0,00 | 0,00 |
| 50 | Incinerador+Vestibul | 16,26 | 0,00 | 0,00 |
| 51 | Calderes calefacció | 16,75 | 0,00 | 0,00 |
| 52 | Bombes calefacció | 28,03 | 0,00 | 0,00 |
| 53 | Corredor 2 | 63,04 | 0,00 | 0,00 |
| 54 | Rampa | 83,66 | 0,00 | 0,00 |
| 55 | Dipòsit Aigua 1 | 21,95 | 0,00 | 0,00 |
| 56 | Dipòsit Aigua 2 | 21,95 | 0,00 | 0,00 |
| 57 | Dipòsit Fuel-oil | 32,56 | 0,00 | 0,00 |
| 58 | Depuradora | 10,08 | 0,00 | 0,00 |
| 59 | Depòsit | 10,17 | 0,00 | 0,00 |
| **TOTALS** | | **1.260,61** | **0,00** | **0,00** |

N

PLANTA SOTERRANI

## Referències

Dibuixat per:
Redibuixat per:
Substitueix a:
A data:

## Situació projecte

Hospital de Vielha
C/ Espitau nº 8
CP: 25530 Vielha
(Lleida)

Conselh Generau d'Aran
SAS SERVICI ARANÉS DERA SALUT

## Documentació gràfica

Nom fitxer: 01_0807-1_E_Eactual-V2
Capitol: 01
Núm. full: 01 de 05

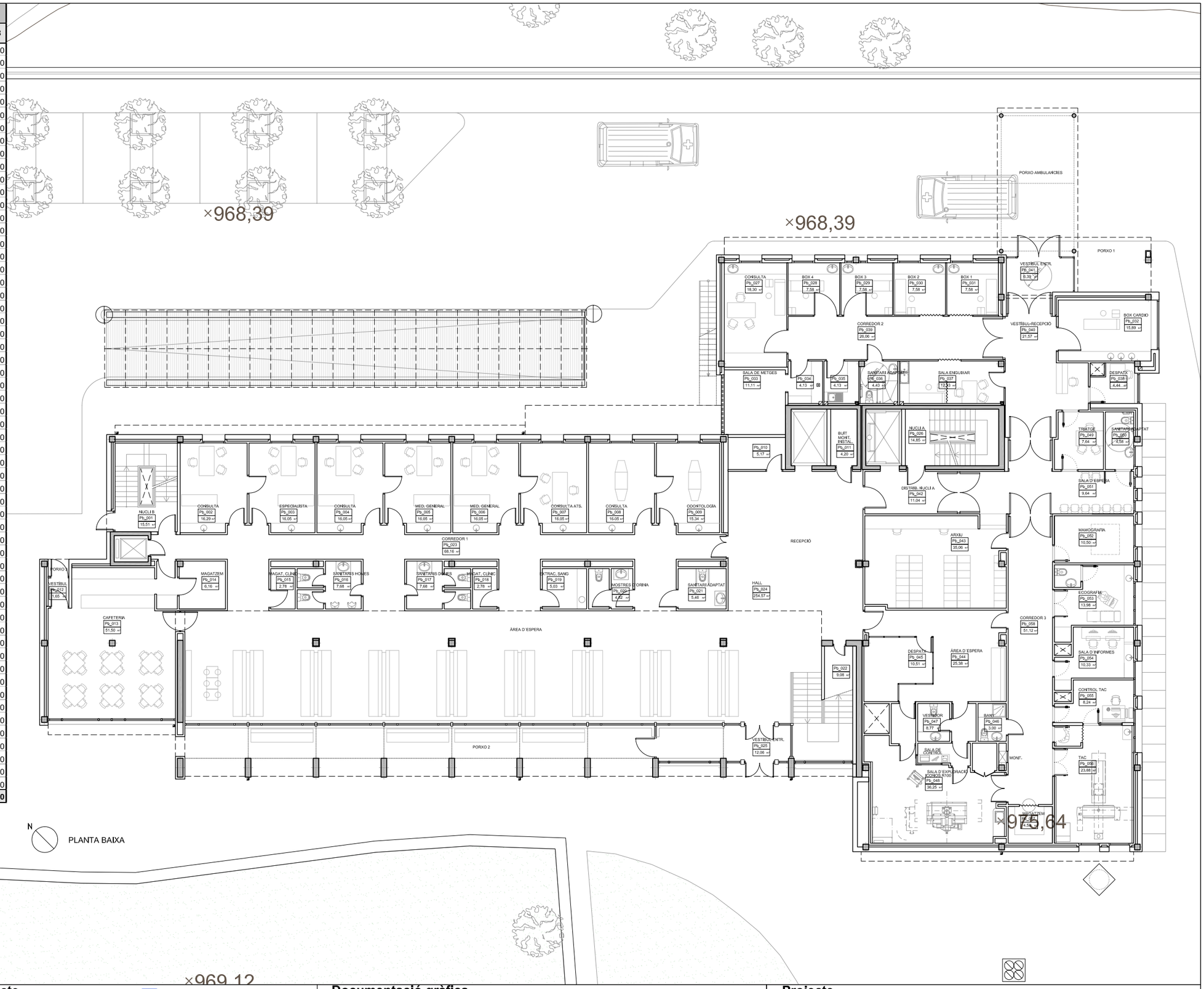
## Projecte

Nom projecte: Hospital de Vielha
Nom plànol: Planta soterrani
Núm. plànol: 01
Escala: 1/100
Data: Juny-2008

N

PLANTA BAIXA (Pb)

| SUP. ÚTILS 0807-01 ESPITAU V2 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Zones | Sup.(m²) | m² de il·luminació | Volum m3 |
| 1 | Nucli B | 15,51 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | Consulta | 16,29 | 0,00 | 0,00 |
| 3 | Especialista | 16,05 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | Consulta | 16,05 | 0,00 | 0,00 |
| 5 | Med. General | 16,05 | 0,00 | 0,00 |
| 6 | Med. General | 16,05 | 0,00 | 0,00 |
| 7 | Consulta ATS. | 16,05 | 0,00 | 0,00 |
| 8 | Consulta | 16,05 | 0,00 | 0,00 |
| 9 | Odontologia | 15,34 | 0,00 | 0,00 |
| 10 | Estança | 5,17 | 0,00 | 0,00 |
| 11 | Instal.lacions | 4,20 | 0,00 | 0,00 |
| 12 | Vestibul | 1,65 | 0,00 | 0,00 |
| 13 | Cafeteria | 51,50 | 0,00 | 0,00 |
| 14 | Magatzem | 6,16 | 0,00 | 0,00 |
| 15 | Magatzem clínic | 2,78 | 0,00 | 0,00 |
| 16 | Sanitaris Homes | 7,68 | 0,00 | 0,00 |
| 17 | Sanitaris Dones | 7,68 | 0,00 | 0,00 |
| 18 | Magatzem clínic | 2,78 | 0,00 | 0,00 |
| 19 | Extrac. Sang | 5,03 | 0,00 | 0,00 |
| 20 | Mostres d´orina | 4,82 | 0,00 | 0,00 |
| 21 | Sanitari adaptat | 5,46 | 0,00 | 0,00 |
| 22 | Estança | 9,08 | 0,00 | 0,00 |
| 23 | Corredor 1 | 68,16 | 0,00 | 0,00 |
| 24 | Hall | 254,57 | 0,00 | 0,00 |
| 25 | Vestibul entrada | 12,06 | 0,00 | 0,00 |
| 26 | Nucli A | 14,85 | 0,00 | 0,00 |
| 27 | Consulta | 18,30 | 0,00 | 0,00 |
| 28 | Box 4 | 7,58 | 0,00 | 0,00 |
| 29 | Box 3 | 7,58 | 0,00 | 0,00 |
| 30 | Box 2 | 7,58 | 0,00 | 0,00 |
| 31 | Box 1 | 7,58 | 0,00 | 0,00 |
| 32 | Box Cardio | 15,89 | 0,00 | 0,00 |
| 33 | Sala de metges | 11,11 | 0,00 | 0,00 |
| 34 | Estança | 4,13 | 0,00 | 0,00 |
| 35 | Estança | 4,13 | 0,00 | 0,00 |
| 36 | Sanitari adaptat | 4,43 | 0,00 | 0,00 |
| 37 | Sala enguixar | 12,33 | 0,00 | 0,00 |
| 38 | Despatx | 4,44 | 0,00 | 0,00 |
| 39 | Corredor 2 | 26,06 | 0,00 | 0,00 |
| 40 | Vestibul-Recepció | 21,57 | 0,00 | 0,00 |
| 41 | Vestibul Entrada | 6,39 | 0,00 | 0,00 |
| 42 | Distrib. Nucli A | 11,04 | 0,00 | 0,00 |
| 43 | Arxiu | 35,06 | 0,00 | 0,00 |
| 44 | Àrea d´espera | 25,38 | 0,00 | 0,00 |
| 45 | Despatx | 10,51 | 0,00 | 0,00 |
| 46 | Bany | 3,00 | 0,00 | 0,00 |
| 47 | Vestidor | 8,77 | 0,00 | 0,00 |
| 48 | Sala d´Exploració | 36,25 | 0,00 | 0,00 |
| 49 | Triatge | 7,64 | 0,00 | 0,00 |
| 50 | Sanitari adaptat | 4,58 | 0,00 | 0,00 |
| 51 | Sala d´espera | 9,64 | 0,00 | 0,00 |
| 52 | Mamografia | 10,50 | 0,00 | 0,00 |
| 53 | Ecografia | 13,98 | 0,00 | 0,00 |
| 54 | Sala d´informes | 10,33 | 0,00 | 0,00 |
| 55 | Control TAC | 8,24 | 0,00 | 0,00 |
| 56 | TAC | 23,88 | 0,00 | 0,00 |
| 57 | Magatzem | 4,58 | 0,00 | 0,00 |
| 58 | Corredor 3 | 51,12 | 0,00 | 0,00 |
| TOTALS | | 1.040,67 | 0,00 | 0,00 |




## Referències

Dibuixat per:
Redibuixat per:
Substitueix a:
A data:

## Situació projecte

Hospital de Vielha
C/ Espitau nº 8
CP: 25530 Vielha
(Lleida)

Conselh Generau d'Aran
SAS SERVICI ARANÉS DERA SALUT

## Documentació gràfica

Nom fitxer: 01_0807-1_E_Eactual-V2
Capitol: 01
Núm. full: 02 de 05

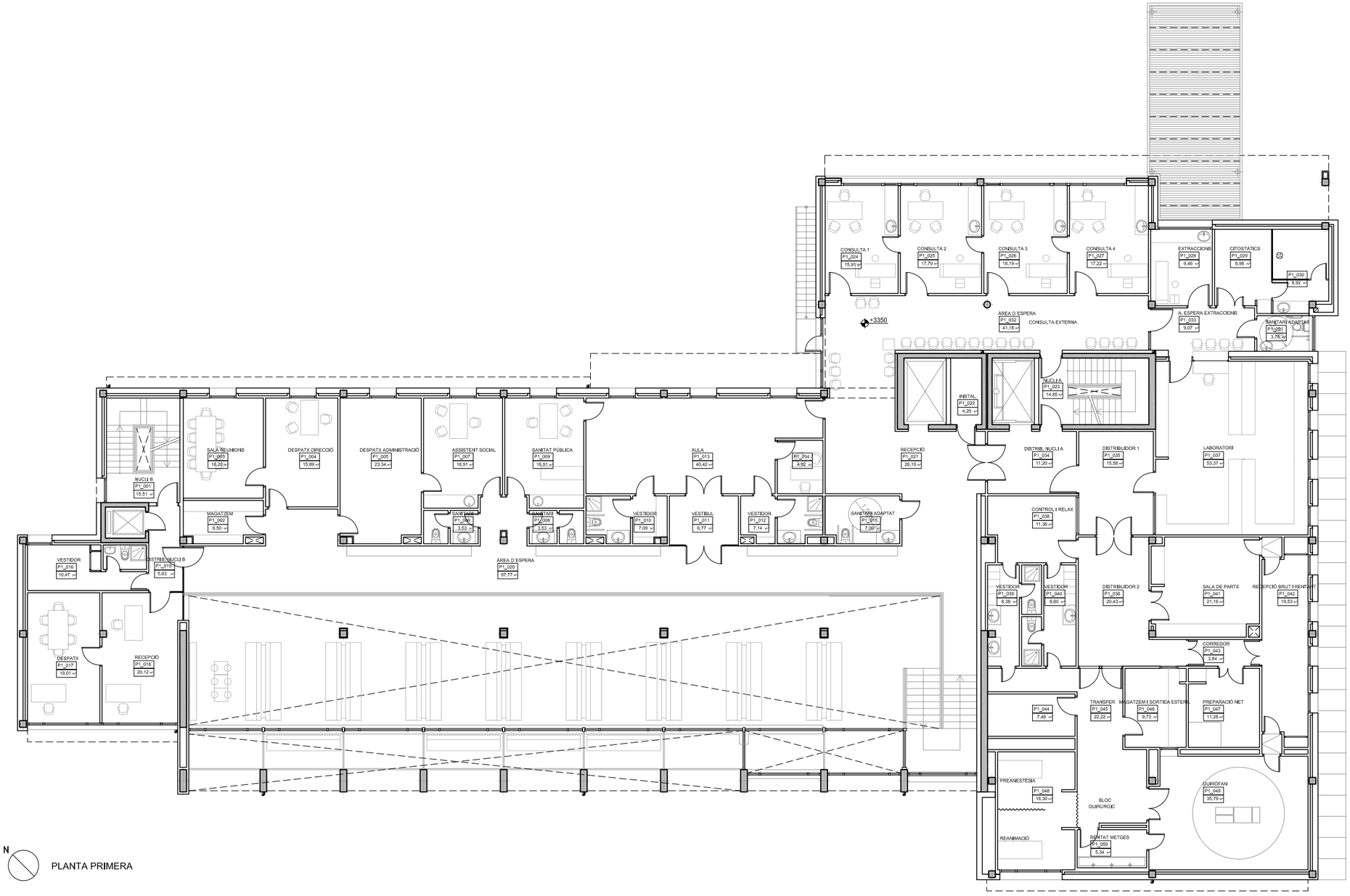
## Projecte

Nom projecte: Hospital de Vielha
Nom plànol: Planta baixa
Núm. plànol: 02
Escala: 1/100
Data: Juny-2008

PLANTA PRIMERA (P1)

**SUP. ÚTILS 0807-01 ESPITAU V2**

| | Zones | Sup.(m²) | m² de il·luminació | Volum m3 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Nucli B | 15,51 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | Magatzem | 6,50 | 0,00 | 0,00 |
| 3 | Sala de reunions | 16,20 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | Despatx Direcció | 15,89 | 0,00 | 0,00 |
| 5 | Despatx Administració | 23,34 | 0,00 | 0,00 |
| 6 | Sanitari | 3,53 | 0,00 | 0,00 |
| 7 | Assistent Social | 16,91 | 0,00 | 0,00 |
| 8 | Sanitari | 3,53 | 0,00 | 0,00 |
| 9 | Sanitat pública | 16,91 | 0,00 | 0,00 |
| 10 | Vestidor | 7,09 | 0,00 | 0,00 |
| 11 | Vestibul | 6,77 | 0,00 | 0,00 |
| 12 | Vestidor | 7,14 | 0,00 | 0,00 |
| 13 | Aula | 40,42 | 0,00 | 0,00 |
| 14 | Estança | 4,92 | 0,00 | 0,00 |
| 15 | Sanitari adaptat | 7,00 | 0,00 | 0,00 |
| 16 | Vestidor | 10,47 | 0,00 | 0,00 |
| 17 | Despatx | 19,01 | 0,00 | 0,00 |
| 18 | Recepció | 20,12 | 0,00 | 0,00 |
| 19 | Distrib. Nucli B | 5,63 | 0,00 | 0,00 |
| 20 | Àrea d´espera | 97,77 | 0,00 | 0,00 |
| 21 | Recepció | 26,19 | 0,00 | 0,00 |
| 22 | Instal.lacions | 4,20 | 0,00 | 0,00 |
| 23 | Nucli A | 14,85 | 0,00 | 0,00 |
| 24 | Consulta 1 | 15,91 | 0,00 | 0,00 |
| 25 | Consulta 2 | 17,70 | 0,00 | 0,00 |
| 26 | Consulta 3 | 18,19 | 0,00 | 0,00 |
| 27 | Consulta 4 | 17,22 | 0,00 | 0,00 |
| 28 | Extraccions | 9,47 | 0,00 | 0,00 |
| 29 | Citostàtics | 8,75 | 0,00 | 0,00 |
| 30 | Estança | 8,92 | 0,00 | 0,00 |
| 31 | Sanitari adaptat | 3,76 | 0,00 | 0,00 |
| 32 | Àrea d´espera | 41,18 | 0,00 | 0,00 |
| 33 | Àrea d´espera extraccions | 9,07 | 0,00 | 0,00 |
| 34 | Distrib. Nucli A | 11,20 | 0,00 | 0,00 |
| 35 | Distribuidor 1 | 15,58 | 0,00 | 0,00 |
| 36 | Distribuidor 1 | 20,43 | 0,00 | 0,00 |
| 37 | Laboratori | 53,37 | 0,00 | 0,00 |
| 38 | Control i Relax | 11,36 | 0,00 | 0,00 |
| 39 | Vestidor | 8,38 | 0,00 | 0,00 |
| 40 | Vestidor | 8,60 | 0,00 | 0,00 |
| 41 | Sala de parts | 21,16 | 0,00 | 0,00 |
| 42 | Recepció brut i rentat | 19,53 | 0,00 | 0,00 |
| 43 | Corredor | 3,84 | 0,00 | 0,00 |
| 44 | Estança | 7,46 | 0,00 | 0,00 |
| 45 | Transfer | 22,22 | 0,00 | 0,00 |
| 46 | Magatzem i sortida esteril | 9,73 | 0,00 | 0,00 |
| 47 | Preparició net | 11,28 | 0,00 | 0,00 |
| 48 | Preanestèsia-Reanimació | 18,30 | 0,00 | 0,00 |
| 49 | Quiròfan | 35,79 | 0,00 | 0,00 |
| 50 | Rentat metges | 5,34 | 0,00 | 0,00 |
| **TOTALS** | | **823,64** | **0,00** | **0,00** |




## Referències

Dibuixat per:
Redibuixat per:
Substitueix a:
A data:

## Situació projecte

Hospital de Vielha
C/ Espitau nº 8
CP: 25530 Vielha
(Lleida)

Conselh Generau d'Aran
SAS SERVICI ARANÉS DERA SALUT

## Documentació gràfica

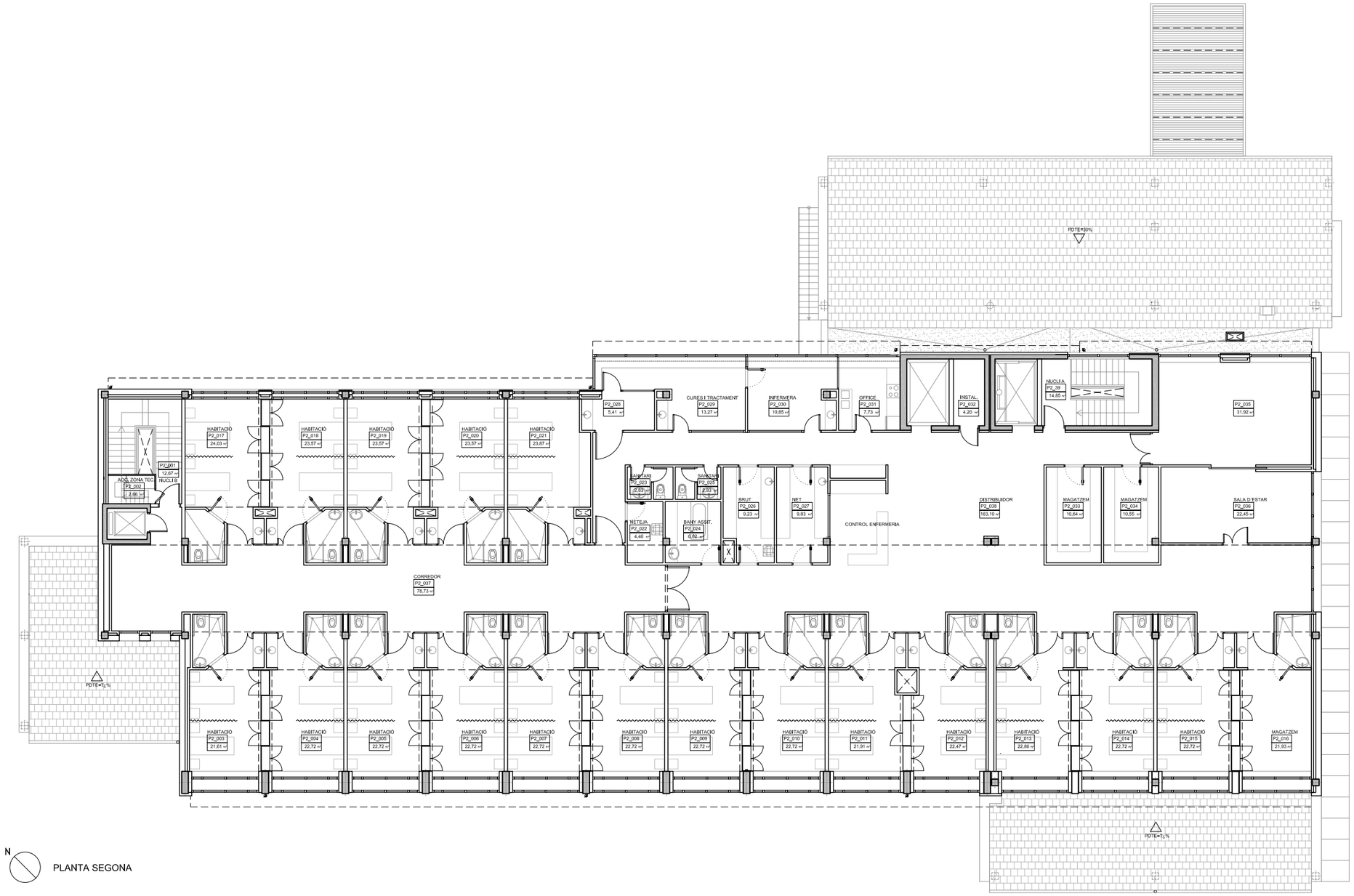
Nom fitxer: 01_0807-1_E_Eactual-V2
Capitol: 01
Núm. full: 03 de 05

## Projecte

Nom projecte: Hospital de Vielha
Nom plànol: Planta primera
Núm. plànol: 03
Escala: 1/100
Data: Juny-2008

PLANTA SEGONA (P2)

| SUP. ÚTILS 0807-01 ESPITAU V2 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Zones | | Sup.(m²) | m² de il·luminació | Volum m3 |
| 1 | Nucli B | 12,67 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | Accés Zona Tècnica | 2,66 | 0,00 | 0,00 |
| 3 | Habitació | 21,61 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | Habitació | 22,72 | 0,00 | 0,00 |
| 5 | Habitació | 22,72 | 0,00 | 0,00 |
| 6 | Habitació | 22,72 | 0,00 | 0,00 |
| 7 | Habitació | 22,72 | 0,00 | 0,00 |
| 8 | Habitació | 22,72 | 0,00 | 0,00 |
| 9 | Habitació | 22,72 | 0,00 | 0,00 |
| 10 | Habitació | 22,72 | 0,00 | 0,00 |
| 11 | Habitació | 21,91 | 0,00 | 0,00 |
| 12 | Habitació | 22,47 | 0,00 | 0,00 |
| 13 | Habitació | 22,86 | 0,00 | 0,00 |
| 14 | Habitació | 22,72 | 0,00 | 0,00 |
| 15 | Habitació | 22,72 | 0,00 | 0,00 |
| 16 | Magatzem | 21,93 | 0,00 | 0,00 |
| 17 | Habitació | 24,03 | 0,00 | 0,00 |
| 18 | Habitació | 23,57 | 0,00 | 0,00 |
| 19 | Habitació | 23,57 | 0,00 | 0,00 |
| 20 | Habitació | 23,87 | 0,00 | 0,00 |
| 21 | Habitació | 23,87 | 0,00 | 0,00 |
| 22 | Neteja | 4,40 | 0,00 | 0,00 |
| 23 | Sanitari | 2,83 | 0,00 | 0,00 |
| 24 | Bany Assist. | 6,82 | 0,00 | 0,00 |
| 25 | Sanitari | 2,83 | 0,00 | 0,00 |
| 26 | Brut | 9,23 | 0,00 | 0,00 |
| 27 | Net | 9,83 | 0,00 | 0,00 |
| 28 | Estança | 5,41 | 0,00 | 0,00 |
| 29 | Cures i tractament | 13,27 | 0,00 | 0,00 |
| 30 | Infermera | 10,85 | 0,00 | 0,00 |
| 31 | Office | 7,73 | 0,00 | 0,00 |
| 32 | Instal.lacions | 4,20 | 0,00 | 0,00 |
| 33 | Magatzem | 10,64 | 0,00 | 0,00 |
| 34 | Magatzem | 10,55 | 0,00 | 0,00 |
| 35 | Estança | 31,92 | 0,00 | 0,00 |
| 36 | Sala d´estar | 22,45 | 0,00 | 0,00 |
| 37 | Corredor | 78,73 | 0,00 | 0,00 |
| 38 | Distribuidor | 163,10 | 0,00 | 0,00 |
| 39 | Nucli A | 14,85 | 0,00 | 0,00 |
| TOTALS | | 859,14 | 0,00 | 0,00 |




PLANTA SEGONA

**Referències**
Dibuixat per:
Redibuixat per:
Substitueix a:
A data:

**Situació projecte**
Hospital de Vielha
C/ Espitau nº 8
CP: 25530 Vielha
(Lleida)

Conselh Generau d'Aran
SAS SERVICI ARANÉS DERA SALUT

**Documentació gràfica**
Nom fitxer: 01_0807-1_E_Eactual-V2
Capitol: 01
Núm. full: 04 de 05

**Projecte**
Nom projecte: Hospital de Vielha
Nom plànol: Planta segona
Núm. plànol: 04
Escala: 1/100
Data: Juny-2008

N