



UNIVERSIDAD DE JAÉN

Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

**EFFECTO DE CERRAMIENTOS
DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD
SISMORRESISTENTE DE CENTROS
ESCOLARES**

Alumno: Alejandro Menor Molina

Tutor: Jesús Donaire Ávila

Depto: Ingeniería Mecánica y Minera

Co – Tutor: David Galé Lamuela

Organismo: CSIC

Junio, 2021



Universidad de Jaén

Campus Científico – Tecnológico de Linares

Departamento de Ingeniería Mecánica y Minera

Don Jesús Donaire Ávila y Don David Galé Lamuela, como tutor y co – tutor, respectivamente, del Trabajo Fin de Grado titulado: Efecto de cerramientos discontinuos en la capacidad sismorresistente de centros escolares; autorizan su presentación para defensa y evaluación en el Campus Científico – Tecnológico de Linares.

Linares, junio de 2021.

El alumno:

Alejandro Menor Molina.

Los tutores:

DONAIRE
AVILA
JESUS -
44292641T

Firmado digitalmente por
DONAIRE AVILA JESUS -
44292641T
Nombre de reconocimiento (DN):
c=ES,
serialNumber=IDCES-44292641T,
givenName=JESUS, sn=DONAIRE
AVILA, cn=DONAIRE AVILA JESUS
- 44292641T
Fecha: 2021.06.21 07:40:49
+02'00'

Jesús Donaire Ávila.

Firmado digitalmente
por GALE LAMUELA
DAVID - DNI
17764611D
Fecha: 2021.06.21
07:45:04 +02'00'

David Galé Lamuela.

AGRADECIMIENTOS

Según me cuentan mis padres, mi amor por la Ingeniería Civil comenzó cuando tenía 3 años y un día íbamos de vacaciones a la playa. Casualidad de la vida o quién sabe, pero aquel niño de tan corta edad se quedó fascinado justo al pasar cerca de un viaducto de enormes dimensiones que se encontraba en construcción. Mis palabras al ver aquella maravilla y con la inocencia característica de un niño fueron: “¿Y “eso” quién lo hace? ¿Qué hay que estudiar para hacer “eso”? Mis padres me respondieron que esas cosas las realizaban los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, pero que para ser eso había que estudiar “muchísimo”. Yo tenía claro que a partir de ahí quería ser Ingeniero de Caminos sí o sí, y por supuesto que dedicaría mi juventud a intentarlo. Todo quedó ahí y continué por el camino que me iba marcando el destino a base de esfuerzo, constancia y mucho sacrificio: la etapa de primaria en el colegio, la E.S.O en el instituto y por último Bachillerato. Es cierto que estos 2 años últimos fueron muy duros, con algunas asignaturas que se me resistían, pero yo tenía muy claro que no iba a persistir al menos para entrar a la Universidad, conocer esa carrera y darme cuenta desde mi propia experiencia si aquello era lo mío o quizás debía de abandonar aquel sueño por el que llevaba peleando tanto. Llegó la E.B.A.U y la afronté con tranquilidad, pues todo estaba “hecho”, como aquel que dice. Finalmente conseguí una nota de 10.76 y con 17 años me trasladé desde mi lugar de origen (Córdoba) hasta Linares (Jaén), ya mi nota me permitía acceder sin problemas a la carrera que aquel niño soñaba. Me sentí muy feliz.

A día de hoy, y casi 19 años después de aquel momento, con este Trabajo Fin de Grado culmino mi carrera y logro ser Ingeniero Civil con 21 años. Obviamente no ha sido un camino de rosas pues ha estado marcado por la dureza y el sacrificio que conlleva estudiar un grado de ingeniería, en el que he tenido que apartar muchas cosas de mi juventud, y eso, ni mi familia ni muchas personas, quizás algún día lleguen a entenderlo, pero estoy contento con lo que elegí y eso es lo importante.

Por esta etapa de mi vida ha pasado mi compañero Óscar Aarón Caballero Martínez, al que más que un amigo, considero mi hermano, y con eso creo que se dice todo. Te lo dedico por tu amistad, tu inteligencia, tu constancia, tu ayuda y tu disponibilidad siempre que lo necesito. Te deseo y te desearé lo mejor siempre en la vida, hermano.

A mi profesor y tutor Don Jesús Donaire Ávila, al que le estoy y estaré eternamente agradecido, tanto de manera profesional como personal. Él ha sido la persona artífice de todo esto y por supuesto el mejor profesor y tutor que he podido tener en estos 4 años de carrera. Tener el teléfono de una persona tan constante, atenta, luchadora, y con un conocimiento y un amor por la Ingeniería Civil abrumador, es un verdadero privilegio.

Por último, a mi familia. A mi padre Fran, mi madre Ana, mi hermano David, mis abuelos Diego, Pedro, Paqui y Juana. Gracias por estar conmigo todos estos años, porque, aunque hayáis estado lejos, os he sentido muy cerca y sabéis que todos mis logros en la vida, van e irán siempre por todos vosotros.

Mi próximo objetivo a partir de aquí no es otro que seguir escalando peldaños en esta maravillosa profesión y lograr ser Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

SEGUIRÉ LUCHANDO POR ELLO.

ÍNDICE

ÍNDICE.....	4
ÍNDICE DE FIGURAS	7
ÍNDICE DE TABLAS	9
ÍNDICE DE GRÁFICOS	10
RESUMEN	11
ABSTRACT	11
1. OBJETIVOS.....	12
2. INTRODUCCIÓN.....	12
2.1. Ductilidad y Regla de Igual Desplazamiento.....	12
2.2. Tipología estructural usual en edificios de carácter docente	16
2.3. Normativa aplicable	18
3. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA	19
3.1. Geología general de la zona.....	19
3.2. Fallas.....	20
3.3. Geotecnia	21
3.4. Nivel de sismicidad.....	23
4. EDIFICIO PROTOTIPO	26
4.1. Localización.....	26
4.2. Descripción	26
4.3. Arquitectura	27
4.3.1. Planta Baja.....	27
4.3.2. Planta Primera y Planta Segunda.....	27
4.4. Cálculo de la estructura del edificio prototipo.....	28
4.4.1. Materiales	28
4.4.1.1. Hormigón	28
4.4.1.2. Acero	28
4.4.2. Elementos estructurales	29
4.4.2.1. Pilares.....	29
4.4.2.2. Vigas.....	29
4.4.2.3. Forjados.....	30
4.4.3. Acciones	31
4.4.3.1. Gravitatorias	31
4.4.3.1.1. Cargas Permanentes	31
4.4.3.1.2. Sobrecargas	31
4.4.3.1.3. Nieve	31

4.4.3.1.4.	Acción del viento [8].....	31
4.4.3.2.	Cálculo de las fuerzas sísmicas laterales según la PDS – 74	32
4.4.3.2.1.	Período (T)	33
4.4.3.2.2.	Vector modo de vibración (Φ_i)	33
4.4.3.2.3.	Fuerzas laterales por planta (F_i)	34
4.4.3.2.3.1.	Peso por planta (Q_i)	34
4.4.3.2.3.2.	Coeficiente sísmico (s_i).....	36
4.4.3.2.3.2.1.	Factor de intensidad (α)	37
4.4.3.2.3.2.2.	Factor de respuesta (β)	37
4.4.3.2.3.2.3.	Factor de distribución (η_i)	38
4.4.3.2.3.2.4.	Factor de cimentación (δ).....	38
4.4.3.3.	Cálculo de las fuerzas sísmicas laterales según la NCSE – 02	40
4.4.3.3.1.	Aceleración sísmica de cálculo (a_c).....	40
4.4.3.3.2.	Modelo de masas concentradas	40
4.4.3.3.3.	Vector del modo de vibración fundamental ϕ_{i1}	41
4.4.3.3.4.	Período del modo de vibración fundamental.....	41
4.4.3.3.5.	Factor de excitación modal L_1 y masa del S1GDL M_1	41
4.4.3.3.6.	Períodos característicos del espectro de respuesta. T_A y T_B	42
4.4.3.3.7.	Parámetros α y S_{pa}	42
4.4.3.3.8.	Parámetro $S_{pa,1}$	42
4.4.3.3.9.	Fuerzas sísmicas laterales para cada planta.....	43
4.4.3.4.	Resumen de las fuerzas laterales (PDS – 74 y NCSE – 02).....	43
4.4.4.	Planos de geometría de la estructura	44
4.4.5.	Armado de pilares y vigas	46
5.	ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO PROTOTIPO.....	47
5.1.	Modelo de elementos finitos del edificio prototipo	47
5.1.1.	Materiales	48
5.1.1.1.	Hormigón	48
5.1.1.2.	Acero	48
5.1.2.	Pilares y vigas.....	49
5.1.3.	Forjados	56
5.1.4.	Matriz de masas	57
5.1.5.	Cargas gravitatorias en vigas.....	58
5.1.6.	Condiciones de contorno	59
5.1.7.	Análisis de valores propios.....	60
5.2.	Análisis de empuje incremental (Análisis <i>pushover</i>).....	61
5.2.1.1.	Curva global. Cortante Basal – Desplazamiento del último forjado. 63	

5.2.1.2.	Curva global. Cortante Basal – IDI.....	64
5.2.1.3.	Curva de capacidad o curva <i>pushover</i> . Cortante de planta – IDI de planta	66
5.3.	Análisis dinámico de la carga sísmica	68
5.3.1.	Matriz de amortiguamiento de Rayleigh	70
5.3.2.	Análisis del terremoto de Santa Fé	72
5.3.2.1.	Historia de Tiempo – Aceleración de planta.....	72
5.3.2.2.	Cortante de planta – IDI.....	73
5.3.2.3.	Torsión de la estructura ante el terremoto.....	75
5.3.3.	Análisis del terremoto de Santa Fé (Aplicación del Factor de Escala de la Norma)	76
5.3.3.1.	Historia de Tiempo – Aceleración por planta	78
5.3.3.2.	Cortante de planta – IDI.....	79
5.3.3.3.	Torsión de la estructura ante el terremoto.....	80
5.3.4.	Escalado del terremoto de Santa Fé (Granada) para alcanzar la plastificación de la estructura.....	81
6.	CONCLUSIONES.....	83
7.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	85

ANEXO 1. PLANOS	86
------------------------------	-----------

ANEXO 1.1. PLANOS DE ARQUITECTURA

ANEXO 1.2. DESPIECE DE PILARES

ANEXO 1.3. DESPIECE DE VIGAS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Comportamiento elástico vs elasto – plástico en estructuras flexibles. (Fuente: Jesús Donaire Ávila) [2].....	13
Figura 2. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 4$. (Fuente: NCSE – 02).....	14
Figura 3. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 3$. (Fuente: NCSE – 02).....	14
Figura 4. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$. (Fuente: NCSE: 02)	15
Figura 5. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$. (Fuente: NCSE – 02).....	15
Figura 6. Detalle de un forjado unidireccional de viguetas armadas y bovedillas cerámicas.	17
Figura 7. Sección de un forjado unidireccional de viguetas armadas (armadura en forma de triángulo) y bovedillas cerámicas.	17
Figura 8. Situación regional de la Cuenca de Granada. (A): Situación de la cuenca en las Béticas, sur de España. El recuadro pequeño indica la posición de B. (B): Esquema geológico del sector central de las Béticas. El recuadro marca la posición de las Cuenca de Granada. [1]	19
Figura 9. Mapa geológico simplificado de la Cuenca de Granada. [1]	19
Figura 10. Vista de las fallas de que atraviesan las localidades de Atarfe y Santa Fé (Granada). Representación con pelotas de distintos tamaños y colores de los epicentros de los principales sismos pertenecientes a la serie sísmica de enero de 2021.[1]	20
Figura 11. Mapa de las 2 calicatas y los 6 ensayos de penetración dinámica ejecutados en el terreno de cimentación del colegio. [5].....	22
Figura 12. Mapa de peligrosidad sísmica de España; aceleración máxima del suelo para periodo de retorno de 475 años. (Fuente: IGN, 2015).....	23
Figura 13. Límite de placas entre Eurasia y Nubia sobre el mapa de sismicidad de la Península Ibérica y zonas adyacentes. (Fuente: IGN)	24
Figura 14. Mapa de sismicidad de la zona epicentral desde el 1 de diciembre de 2020. (Fuente: IGN)	25
Figura 15. Localización del edificio.	26
Figura 16. Datos de la parcela catastral. (Fuente: Sede electrónica del Catastro Español)	26
Figura 17. Vista exterior del edificio.....	27
Figura 18. Parámetros resistentes del hormigón empleados en el cálculo del edificio. (Fuente: Cypecad).....	28
Figura 19. Parámetros resistentes del acero empleados en el cálculo del edificio. (Fuente: Cypecad).....	28
Figura 20. Detalle de una bodevilla cerámica empleada en cada forjado. (Fuente: Cypecad).....	30
Figura 21. Mapa de las zonas eólicas de España. (Fuente: NTE – ECV)	32
Figura 22. Vector modo de vibración fundamental. (Fuente: PDS – 74).....	33
Figura 23. Referencia a la tabla 4.5 de la norma PDS – 74.....	34
Figura 24. Modelo de masas concentradas de cada planta del edificio.....	40
Figura 25. Desplazamiento del modo de vibración fundamental y altura relativa de plantas.....	41
Figura 26. Plano de geometría de la planta primera de la estructura.	44
Figura 27. Plano de geometría de la planta segunda de la estructura.....	44

Figura 28. Plano de geometría de la planta de cubierta de la estructura.	45
Figura 29. Vista del modelo del edificio prototipo. (Fuente: Cypecad).....	45
Figura 30. Modelo geométrico de la estructura, formada por nodos, pilares y vigas (Fuente: GiD).....	47
Figura 31. Ejemplo de sección de hormigón armado dividida en 15 x 15 fibras de igual tamaño. Los círculos marrones representan los redondos de acero y el resto representa el hormigón.....	49
Figura 32. Detalle de un pilar del modelo dividido en 3 elementos finitos marcados por las secciones A – A y B – B. Ambas se componen de un modelo de 15 x 15 fibras. (Fuente: GiD).....	50
Figura 33. Detalle de una viga del modelo, dividida en 3 elementos finitos marcados por las secciones A – A y B – B. Ambas se componen de un modelo de 15 x 15 fibras. (Fuente: GiD).....	50
Figura 34. Definición de la sección de pilares y vigas mediante un modelo de fibras (Fuente: GiD).....	51
Figura 35. Detalle de armadura de refuerzo dispuesta en 2 capas en la unión viga – pilar. (Fuente: Cypecad).....	51
Figura 36. Tipos de vigas de la estructura para realizar las secciones en GiD.....	52
Figura 37. Identificación de los nodos maestros de cada forjado de la estructura. Rojo: Forjado de planta primera. Verde: Forjado de planta segunda. Amarillo: Forjado de cubierta. (Fuente: GiD).....	56
Figura 38. Identificación de los nodos esclavos de cada forjado de la estructura. Rojo: Forjado de planta primera. Verde: Forjado de planta segunda. Amarillo: Forjado de cubierta. (Fuente: GiD).....	57
Figura 39. Modelo de la estructura donde los círculos rojos representan las masas en los nodos (Fuente: GiD).	58
Figura 40. Modelo de la estructura donde las <i>Line Uniform Forces</i> representan las cargas lineales en las vigas (Fuente: GiD).....	58
Figura 41. Modelo de la estructura donde los planos rojos representan las restricciones o empotramiento de los nodos de los pilares de planta baja. (Fuente: GiD).....	59
Figura 42. Deformación de la estructura para los modos de vibración 1 (a) y 2 (b). (Fuente: GiD).....	60
Figura 43. Modelo de la estructura donde las flechas rojas indican las cargas laterales aplicadas en dirección X (a) y en Y (b), para realizar el análisis de empuje incremental en cada dirección.	62
Figura 44. Deformación de la estructura para el empuje incremental en X (a) y en Y (b), (GiD).....	62
Figura 45. Representación gráfica del IDI de la estructura.	64
Figura 46. Representación gráfica del desplazamiento relativo entre plantas (δ_i), desplazamiento de planta (u_i), altura de planta (h_i) y la fuerza lateral por planta (f_i)....	66
Figura 47. Ángulo sexagesimal de la fachada principal del edificio respecto al eje este – oeste (E – W).	68
Figura 48. Variación de la fracción de amortiguamiento modal con la frecuencia. (Fuente: Chopra, 2011).....	71
Figura 49. Espectro elástico de respuesta del terremoto unificado de Santa Fé para las direcciones horizontales principales. (Fuente: Jesús Donaire Ávila).....	81
Figura 50. Espectro de señal continua de los 5 terremotos en las componentes X e Y según el giro -33.78 °. (Fuente: Jesús Donaire Ávila).....	82

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Viga descolgada (a) y plana (b).....	16
Tabla 2. Datos y descripción geológica de la calicata N° 1 ejecutada el terreno de cimentación del colegio. [5]	21
Tabla 3. Pilares de la estructura por planta.....	29
Tabla 4. Vigas de la estructura por planta.	29
Tabla 5. Características de todos los forjados de la estructura.	30
Tabla 6. Altura de cada planta desde el suelo.....	33
Tabla 7. Vector modo de vibración.	33
Tabla 8. Acciones a tener en cuenta para el obtener el peso Q de cada planta del edificio.	34
Tabla 9. Parámetros del forjado de planta primera.....	35
Tabla 10. Parámetros del forjado de planta segunda.	35
Tabla 11. Datos del forjado de cubierta.....	36
Tabla 12. Coeficiente sísmico para la dirección X, s_x	36
Tabla 13. Coeficiente sísmico para la dirección Y, s_y	36
Tabla 14. Riesgo sísmico, R.	37
Tabla 15. Coeficiente sísmico básico C para $T \leq 0.50$ s.....	37
Tabla 16. Factor de distribución para la dirección X, η_x	38
Tabla 17. Factor de distribución para la dirección Y, η_y	38
Tabla 18. Valores del factor de cimentación, δ	38
Tabla 19. Modelo de masas concentradas donde cada pelota representa un forjado i del edificio al cual se le aplica en el centro de masas, la carga lateral $f_{x,i}$ y $f_{y,i}$ correspondiente.	39
Tabla 20. Resumen de las fuerzas laterales según la norma PDS – 74 (a) y (b) y la norma NCSE – 02 (c).	43
Tabla 21. Detalle de armado de pilar (a) y viga (b). (Fuente: Cypecad)	46
Tabla 22. Parámetros fundamentales de resistencia del hormigón.....	48
Tabla 23. Parámetros fundamentales de resistencia del acero.....	48
Tabla 24. Modos de vibración de la estructura mediante un análisis de valores propios (GiD).....	60
Tabla 25. Cálculo del <i>IDI</i> de la estructura.....	64
Tabla 26. Cálculo del <i>IDI</i> relativo por planta de la estructura.....	66
Tabla 27. Comportamiento de una estructura de hormigón armado en función del <i>IDI</i> . (Fuente: Jesús Donaire Ávila)	74
Tabla 28. Factor de Escala del terremoto (F) en cada dirección X, Y y Z para alcanzar la aceleración de cálculo de la norma NCSE – 02.....	78

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Curva Global. Cortante Basal – Desplazamiento del último forjado en X (a) e Y (b).....	63
Gráfico 2. Curva Global. Cortante Basal – IDI en X (a) e Y (b).....	65
Gráfico 3. Curva <i>pushover</i> o curva de capacidad. Cortante de planta – IDI de planta en X (a) e Y (b).....	67
Gráfico 4. Acelerogramas del terremoto rotados en las 3 direcciones del espacio X, Y y Z.....	69
Gráfico 5. Historia de tiempo – Aceleración por planta.....	72
Gráfico 6. Cortante de planta – IDI relativo.....	73
Gráfico 7. Historia de tiempo – Torsión de la estructura.....	75
Gráfico 8. Historia de tiempo – Aceleración por planta. (F = Norma).....	78
Gráfico 9. Cortante de planta – IDI. (F = Norma).....	79
Gráfico 10. Historia de tiempo – Torsión de la estructura. (F = Norma).....	80

RESUMEN

En el presente Trabajo Fin de Grado se va a analizar el comportamiento sísmico de un centro escolar de 3 plantas situado en la localidad de Atarfe (Granada), sometido a la serie sísmica que tuvo lugar en enero de 2021. Se contemplan soportales en la planta baja para zona de juegos en épocas de lluvia. A efectos de cálculo, únicamente se han tenido en cuenta los cerramientos y la tabiquería interior a partir de la planta primera, a nivel de carga permanente en el cálculo gravitatorio y de masa para el análisis sísmico, pero no como elementos resistentes, dejando la planta baja diáfana.

Se pretende estudiar el comportamiento real de una estructura de este tipo proyectada según la norma de construcción sismorresistente PDS – 1 (año 1974), la empleada en la época de construcción del edificio en el año 1978, bajo la acción de terremotos reales, tanto frecuentes como raros.

Para ello, se realizarán dos tipos de análisis estructurales; el primero en régimen elástico y lineal (el más común) y el segundo en régimen no – lineal (menos común), mediante el empleo de los softwares comerciales Cypecad, GiD y OpenSees de la Universidad de Berkeley, California (EEUU), respectivamente.

ABSTRACT

This End-of-Degree Project sets out the seismic behavior of a 3 – story school building located at the city of Atarfe (Granada), subjected to the seismic serial that occurred in January 2021. This building is designed with a semi – piloti ground story devoted to playground in times of rain. Then, the masonry infill walls and partitions have been taken into account from the first story as dead loads for the analysis under gravity loads and as mass for the seismic analysis but not as load-carrying capacity elements, leaving free the ground story (piloti building).

It is intended to obtain the real behavior of a structure of this type projected according to the seismic – resistant construction standard PDS – 1 (1974), the one used at the time of construction of the building in 1978, under the action of real earthquakes, both frequent and rare.

For this, two types of structural analysis will be carried out; one in elastic – linear regime (the most common) and the other in a non – linear regime (less common), using the commercial software Cypecad, Gid and OpenSees, University of Berkeley (USA), respectively.

1. OBJETIVOS.

Mediante la realización del presente Trabajo Fin de Grado, se pretende analizar el comportamiento sismorresistente de un edificio de carácter docente proyectado con normas sismorresistentes antiguas (en este caso, la PDS – 1 española del año 1974). [1]

Los principales objetivos a alcanzar son los siguientes:

- Cálculo y dimensionamiento sismorresistente de un colegio prototipo.
- Obtención tanto de la curva de capacidad global del edificio como las de cada una de las plantas en las direcciones principales horizontales. Se realizará mediante un análisis no – lineal de empuje incremental en un modelo de elementos finitos del prototipo.
- Determinación del comportamiento sísmico real de la estructura tanto cuando es sometida a los terremotos de la serie sísmica de enero de 2021, como cuando se somete a terremotos de intensidad superior y similar rango de frecuencias (escalado de terremotos). Se llevará a cabo mediante un análisis dinámico no – lineal en un modelo de elementos finitos del prototipo.

2. INTRODUCCIÓN

Es muy importante introducir el concepto de sismorresistencia para tener en cuenta las consideraciones propias a la hora realizar un cálculo estructural, así como conocer la tipología estructural que se emplea con más frecuencia en edificios de carácter docente y las diversas normativas de obligado cumplimiento que se han de tener en cuenta.

2.1. Ductilidad y Regla de Igual Desplazamiento

Si las estructuras se calcularan únicamente en régimen elástico, resultarían elementos estructurales con unas exigencias de dimensiones y/o resistencia que en la mayoría de los casos harían inviable su construcción. [2]

A partir de los estudios de Veletsos y Newmark (1960, 1965), así como los de Newmark y Hall (1971), se estudia la posibilidad de reducir la resistencia de las estructuras obtenida de los cálculos con modelos lineales y elásticos mediante el factor R, cuyo objetivo trata de evitar un sobredimensionamiento de las mismas. Para ello, se busca aprovechar su comportamiento elasto – plástico, lo que genera deformaciones plásticas “teóricamente” controladas, a costa de permitir un margen de deformación plástica, es decir, de ductilidad. [2]

La mayoría de las estructuras que se conocen de hoy en día, son flexibles, ya que se caracterizan por tener períodos de vibración T comprendidos en un rango de $0.5 < T < 3.33$ s. En este tipo de estructuras, como se puede ver en la Fig. 1, se cumple la conocida **Regla de Igual Desplazamiento**, bajo la cual, las estructuras calculadas en régimen

elástico y las calculadas en régimen elasto – plástico presentan el mismo desplazamiento último.

Esta regla es la que suelen aplicar las normativas sismorresistentes basadas en la reducción de la resistencia de una estructura mediante el coeficiente R , relacionado con el coeficiente de ductilidad μ .

Por triángulos semejantes resulta:

$$R = \frac{f_{smax,el}}{f_{sy,elpl}} = \mu = \frac{v_{máx}}{v_y}$$

Donde:

- μ : ductilidad.
- $v_{máx}$: desplazamiento máximo elástico y elasto – plástico.
- v_y : desplazamiento del límite de fluencia o elástico.

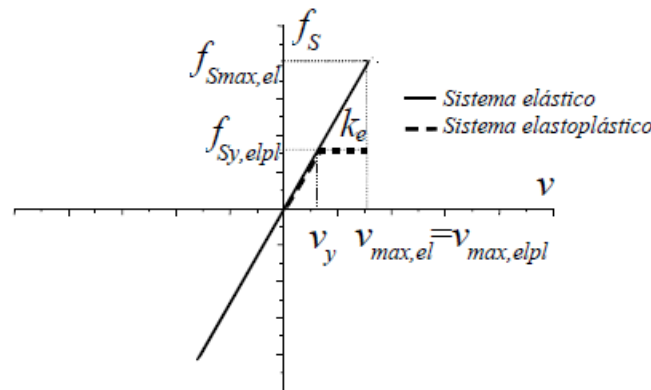


Figura 1. Comportamiento elástico vs elasto – plástico en estructuras flexibles. (Fuente: Jesús Donaire Ávila) [2]

Por tanto, hay veces que los/as proyectistas optan por aplicar para el cálculo de las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura un coeficiente de ductilidad mayor (3 y 4), lo que implica una reducción de las mismas, aunque bien es cierto que los desplazamientos que se van a producir en la estructura van a ser los mismos que si se hubiera considerado el coeficiente adecuado, por lo que resulta muy importante asociar a cada estructura su ductilidad real.

La Norma de Construcción Sismorresistente Española: Parte General y Edificación de 2002 [3] (de aquí en adelante, NCSE – 02), define para cada tipo de estructura la ductilidad que le corresponde en relación a la resistencia de sus elementos estructurales:

- **Ductilidad muy alta ($\mu = 4$)**

1. La resistencia a las acciones horizontales debe obtenerse mediante (Fig. 2):

- Pórticos planos o espaciales de nudos dúctiles rígidos.
- Sistemas de rigidización dúctiles especialmente diseñados para disipar energía mediante flexiones o cortantes cíclicos en tramos cortos, como, por ejemplo, los formados por pantallas y vigas de acoplamiento en estructuras de hormigón armado o por triangulaciones metálicas incompletas.

2. Si existen otros elementos o núcleos de rigidización que soporten menos del 50% de la fuerza sísmica horizontal que actúe sobre el edificio.
3. En estructuras con vigas de hormigón armado, éstas tienen que ser descolgadas (apartado 2.2).



Figura 2. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 4$. (Fuente: NCSE – 02)

- **Ductilidad alta ($\mu = 3$)**

1. La resistencia a las acciones horizontales se consigue mediante (Fig. 3):
 - Pantallas no acopladas de hormigón armado.
 - Diagonales metálicas a tracción (en cruz de San Andrés o equivalente).
2. En estructuras con vigas de hormigón armado, éstas tienen que ser descolgadas (apartado 2.2).

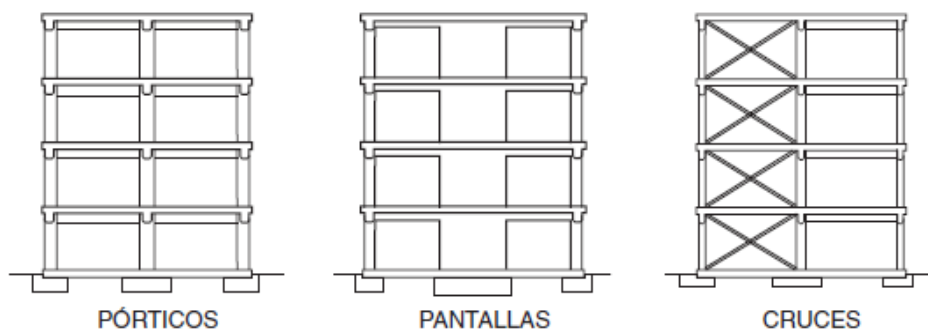


Figura 3. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 3$. (Fuente: NCSE – 02)

- **Ductilidad baja ($\mu = 2$)**

1. Estructuras de tipo péndulo invertido o asimilables.
2. **Estructuras de losas planas, forjados reticulares o forjados unidireccionales con vigas planas.** Es el caso del edificio prototipo (en el apartado 2.2 se explican las razones por las que el edificio pertenece a este último grupo).
3. Aquellas en que las acciones horizontales son resistidas principalmente por diagonales que trabajan alternativamente a tracción y a compresión, por ejemplo, estructuras con arriostramientos en forma de «V» (Fig. 4).



Figura 4. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$. (Fuente: NCSE: 02)

- **Sin ductilidad ($\mu = 1$)**

- Estructuras desprovistas de capacidad de disipación de energía en el rango plástico, en particular las constituidas por muros de mampostería, ladrillo o bloques de hormigón plástico, en particular las constituidas por muros de mampostería, ladrillo o bloques de hormigón, aún, cuando incluyan en su interior entramados de madera o estén reforzadas o armadas sólo en puntos críticos, y las porticadas que resistan las acciones laterales mediante arriostramientos en forma de «K» (Fig. 5).
- Estructuras de naves industriales con pilares y cerchas.
- Estructuras realizadas con elementos prefabricados o que contengan piezas prefabricadas de gran formato, en las que no se hayan adoptado disposiciones especiales para dotar a los nudos de ductilidad.

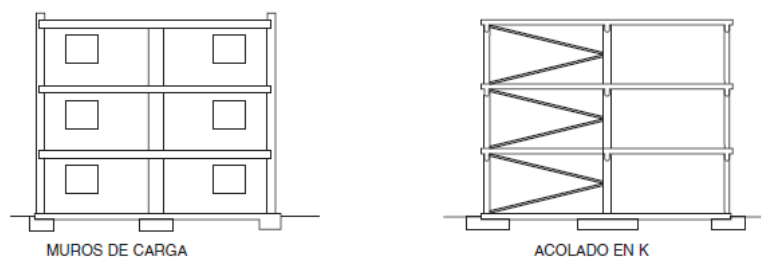


Figura 5. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$. (Fuente: NCSE – 02)

2.2. Tipología estructural usual en edificios de carácter docente

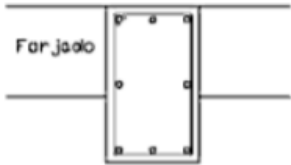
La disposición estructural más común en edificios de carácter docente consta de entramados de pórticos paralelos de vigas y pilares en las direcciones principales horizontales, X e Y, enlazados por forjados unidireccionales que transmiten los esfuerzos en una sola dirección.

Normalmente, están constituidos por viguetas armadas, pretensadas, placas alveolares, chapa colaborante, losa de hormigón armado o pretensado, alcanzándose luces máximas de 7 m entre vigas en forjados unidireccionales de viguetas.

Resulta muy importante colocar entramados de pórticos en las dos direcciones, aunque solo uno de ellos sea el que recibe la carga vertical de los forjados. El otro entramado es necesario para absorber las cargas laterales de viento y/o sismo e incluso la carga gravitatoria de algún elemento como puede ser un muro de fábrica de ladrillo. En zonas sísmicas, con este tipo de estructuras no se suelen utilizar pantallas u otros sistemas específicos sismorresistentes, como pueden ser los disipadores de energía, dado que son edificios de poca altura.

Las vigas que reciben la carga de los elementos estructurales del forjado se denominan vigas de carga, y pueden ser planas o descolgadas (Tabla 1).

Tabla 1. Viga descolgada (a) y plana (b).

Tipo de vigas que se emplean usualmente en la construcción de edificios docentes	
a) Viga Descolgada	b) Viga Plana
	

Las vigas planas se caracterizan por tener el mismo canto que el del forjado del que forman parte. Sus ventajas adquieren gran importancia sobre todo a la hora de su ejecución en obra, ya que es mucho más fácil realizar el encofrado del forjado (no hay descuelgues).

Al no disponer de ningún descuelgue, resulta más sencillo el paso de instalaciones (cables de electricidad, conductos sanitarios, instalaciones de climatización, etc.) a través del falso techo que se encontrará en la parte inferior de cada forjado.

Esto no ocurre con las vigas descolgadas, ya que presentan un canto siempre superior al del forjado, de ahí que sobresalgan del mismo y adquieran ese nombre. Para su puesta en obra, se requiere de la elaboración de encofrados especiales que suelen suponer un incremento económico en el presupuesto de la obra.

El empleo de vigas descolgadas, mejoran el comportamiento sismorresistente de la estructura, ya que dotan a las mismas de una ductilidad alta o muy alta con valores del coeficiente μ de 3 y 4 (NCSE – 02), respectivamente.

El edificio prototipo del que trata este Trabajo Fin de Grado está formado por una estructura porticada con forjado unidireccional de viguetas con vigas de hormigón armado planas (Fig. 6) y aligerados con bovedillas cerámicas, por lo que habría que considerar en el cálculo una ductilidad baja ($\mu = 2$). El problema surge en colegios de cierta antigüedad, como es el caso, ya que prácticamente la mayoría no se proyectaron teniendo en cuenta las normas sismorresistentes, aunque en caso de sí tenerlas en cuenta, al ser tan antiguas, no consideran la reducción de esfuerzos por ductilidad, habiéndose proyectado sobredimensionadas y trabajando únicamente en el rango elástico (apartado 2.1).

Por último, hay que indicar que la mayoría de los colegios disponen de soportales en planta baja destinados a patios de juego en días de lluvia e incluso plantas diáfanas. Ante la actuación de un sismo, se tiende a concentrar el daño por torsión en la planta baja e incluso se puede generar un mecanismo de planta débil, por ello adquiere mucha importancia realizar un cálculo sismorresistente de este tipo de edificios.

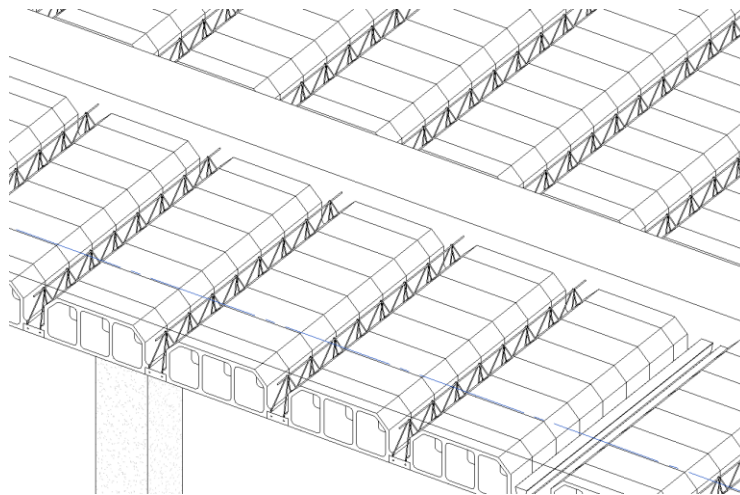


Figura 6. Detalle de un forjado unidireccional de viguetas armadas y bovedillas cerámicas.

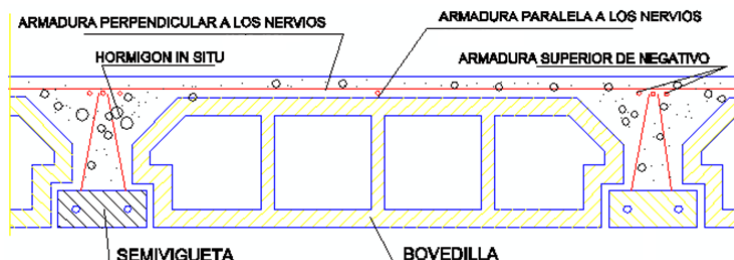


Figura 7. Sección de un forjado unidireccional de viguetas armadas (armadura en forma de triángulo) y bovedillas cerámicas.

2.3. Normativa aplicable

La Normativa técnica que se debe aplicar por Ley en el cálculo del edificio prototipo se establece en función de su año de construcción (1978) y de las normativas que incorpora el software Cypecad, ya que, al ser tan antiguas, no se encuentran incorporadas en el programa, por ello, se opta por utilizar las más antiguas disponibles para abordar el cálculo de la manera más aproximada a la realidad.

Para el cálculo de acciones se utiliza:

- **Norma MV-101/1962: Acciones en la edificación. (año 1962)**
- **Norma Tecnológica de la Edificación - ECV: Acción del viento. (año 1988)**

Para definir el comportamiento estructural del hormigón se utiliza:

- **EH – 91: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. (año 1991)**

Para definir el comportamiento estructural del acero se utiliza:

- **EA – 95: Estructuras de acero en edificación. (año 1995)**

Para determinar el comportamiento sismorresistente de la estructura:

- **PDS – 1: Norma de construcción sismorresistente (año 1974)**

Para comparar resultados con la norma sismorresistente actual:

- **Norma de Construcción Sismorresistente Española: Parte General y Edificación. (NCSE – 02, año 2002)**

3. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

3.1. Geología general de la zona

Desde el punto de vista geológico, el edificio se emplaza en la Cuenca de Granada (provincia de Granada).

Dicha cuenca, junto a la de Guadix – Baza, se caracteriza por ser una las mayores intramontañosas de España, ya que se encuentra en el interior de la Cordillera Bética (situada al sur de España).

Pertenece tanto al Neógeno como al Cuaternario y experimenta una deformación activa, a lo que se asocia una actividad sísmica de carácter moderado. [1]

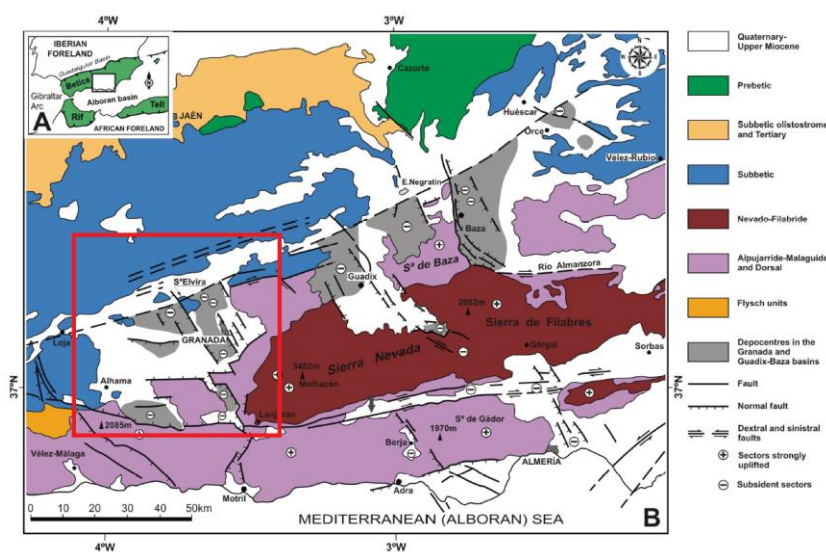


Figura 8. Situación regional de la Cuenca de Granada. (A): Situación de la cuenca en las Béticas, sur de España. El recuadro pequeño indica la posición de B. (B): Esquema geológico del sector central de las Béticas. El recuadro marca la posición de las Cuenca de Granada. [1]

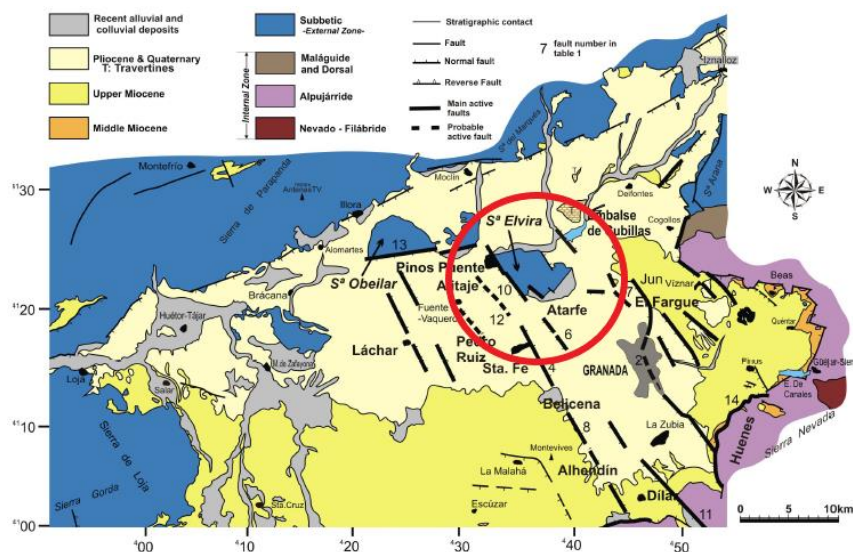


Figura 9. Mapa geológico simplificado de la Cuenca de Granada. [1]

3.2. Fallas

En la Cuenca de Granada, muchas fallas afectan a sedimentos del Mioceno tardío al Cuaternario, con un carácter claramente Neotectónico. Otras fallas afectan a los sedimentos del Cuaternario, mostrando evidencia geomorfológica de desplazamientos recientes o sismicidad asociada con ellos.

La mayoría de las principales fallas activas de la cuenca se concentran en la zona de Sierra Elvira a Padul, pasando por la zona de Granada y Atarfe, con una dirección NW-SE (noroeste – sureste) y una tipología normal, en la cual, el bloque hundido se apoya sobre el plano de falla.

La falla de carácter activo y que se encuentra más próxima a la zona de estudio es la falla de Sierra Elvira-Dílar, que hace referencia a la vinculación de las fallas de Pinos Puente, Atarfe y Dílar.

La falla de Atarfe adquiere mayor importancia de cara a realizar el análisis sísmico del edificio prototipo, puesto que se encuentra en el municipio del mismo nombre. En total, consta de una longitud aproximada de 10,3 km y una orientación NW – SE (noroeste – sureste); presenta un gran escarpe y tiene asociada una importante sismicidad de baja magnitud, con una referencia de 4.9 para un período de retorno de 475 años, actuando como falla normal, la cual experimenta un desplazamiento anual de 0.12 mm/año, calculado a partir del desplazamiento vertical observado en los últimos años. [4]

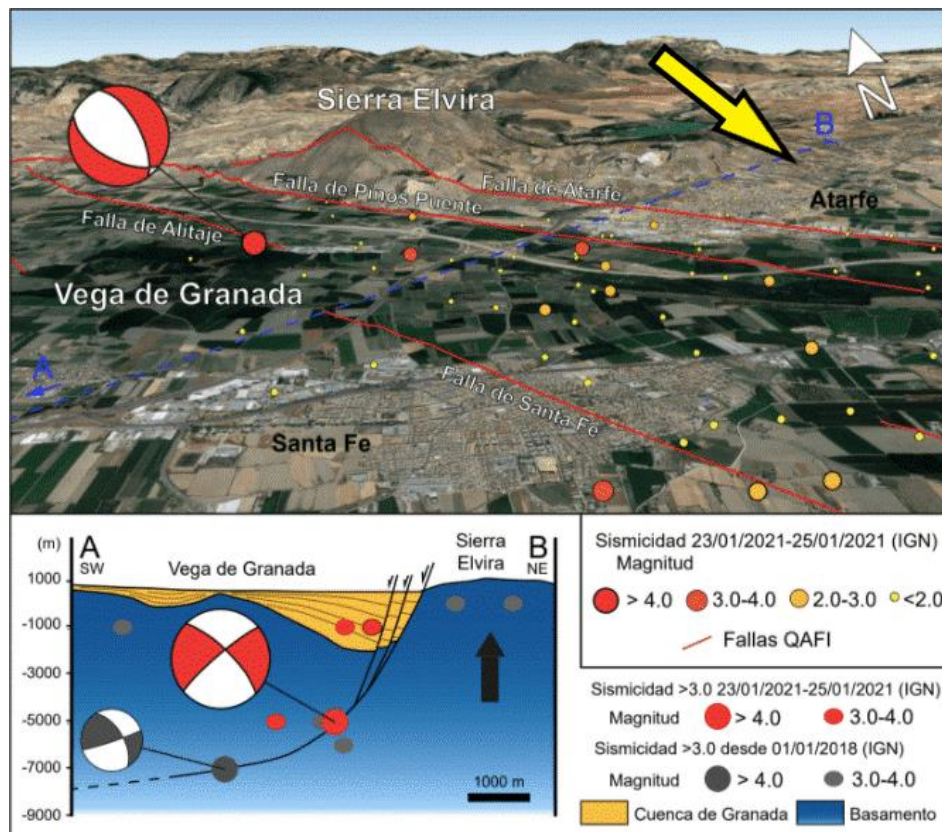


Figura 10. Vista de las fallas de que atraviesan las localidades de Atarfe y Santa Fé (Granada). Representación con pelotas de distintos tamaños y colores de los epicentros de los principales sismos pertenecientes a la serie sísmica de enero de 2021.[1]

3.3. Geotecnia

La geotecnia de la parcela en la que se encuentra el edificio prototipo, se obtiene mediante 2 calicatas y 6 ensayos de penetración dinámica, ejecutados por la empresa “Geos” el 30 de mayo de 1977 para la realización del proyecto del Colegio de Educación Infantil y Primaria “Doctor Jiménez Rueda”, es decir, el del propio edificio prototipo.

En las siguientes tablas se agrupan los datos y resultados de las 2 calicatas y, por tanto, el tipo de suelo existente hasta una profundidad de 3.0 m y 3.5 m respectivamente, cota a la cual se ejecutó la cimentación de la estructura.

Tabla 2. Datos y descripción geológica de la calicata N° 1 ejecutada el terreno de cimentación del colegio. [5]

CALICATA 1					
Prof (m)	LL	LP	SUCS	Sulfatos	Descripción Litológica
0.0					Echadizo, con abundante material de derribo de obra
0.5					Echadizo, con abundante material de derribo de obra
1.0					Echadizo, con abundante material de derribo de obra
1.5					Echadizo, con abundante material de derribo de obra
2.0	41,3	14,5	CL	NEG.	Arcilla limosa, con gravillas, color marrón claro, blanda
2.5					Arcilla limosa, con gravillas, color marrón claro, blanda
3.0					Arcilla limosa, con gravillas, color marrón claro, blanda

Tabla 3. Datos y descripción geológica de la calicata N° 2 ejecutada el terreno de cimentación del colegio. [5]

CALICATA 2					
Prof (m)	LL	LP	SUCS	Sulfatos	Descripción Litológica
0.0					Echadizo, con abundante material de derribo de obra
0.5					Echadizo, con abundante material de derribo de obra
1.0					Echadizo, con abundante material de derribo de obra
1.5					Echadizo, con abundante material de derribo de obra
2.0					Echadizo, con abundante material de derribo de obra
2.5					Echadizo, con abundante material de derribo de obra
3.0	40,8	17,2	CL	LIG. IND.	Arcilla limosa, color marrón oscuro, blanda. Hay pequeñas gravillas
3.5					Arcilla limosa, color marrón oscuro, blanda. Hay pequeñas gravillas

En la Fig.11, se representa un mapa de la parcela en la que se realiza el proyecto del colegio, a la vez que se establece la localización de las 2 calicatas realizadas (C1 y C2) y los 6 ensayos de penetración dinámica (P1, P2, P3, P4, P5 y P6).

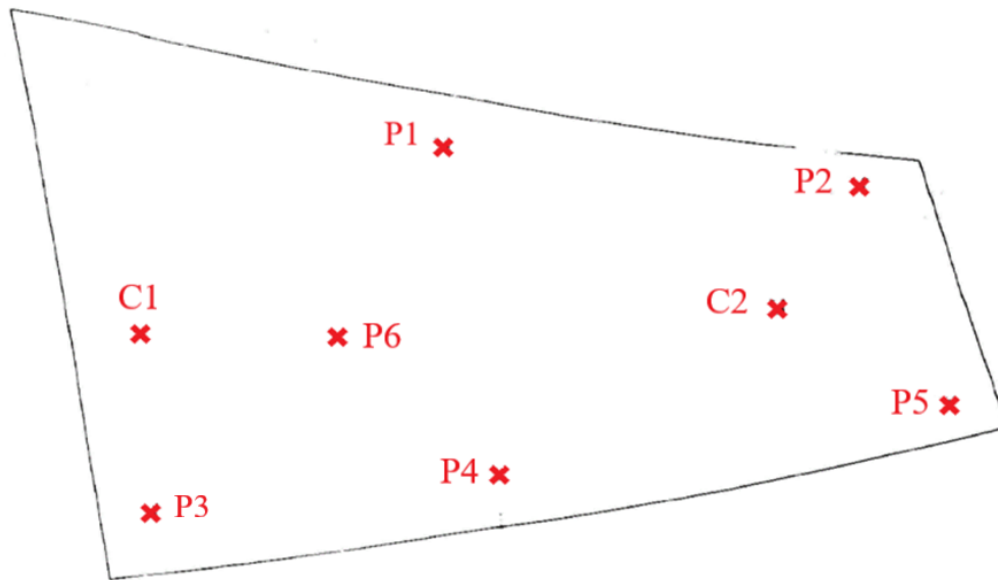


Figura 11. Mapa de las 2 calicatas y los 6 ensayos de penetración dinámica ejecutados en el terreno de cimentación del colegio. [5]

Es importante asignar el tipo de suelo obtenido con los que proporciona la NCSE – 02 para tenerlos en cuenta en el cálculo sismorresistente con esta norma. Ya que como se podrá ver más adelante, se realizará una comparación de las fuerzas laterales que se calculan con la norma PDS – 74 y la norma NCSE – 02.

Al haberse descubierto mediante las calicatas que existen materiales arcillosos en la cota de cimentación, estos se pueden asimilar a un suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme, con una velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla entre 200 m/s y 400 m/s, o lo que es lo mismo un terreno “tipo III” de la NCSE – 02. [3]

3.4. Nivel de sismicidad

La Cuenca de Granada se ubica en uno de los lugares de mayor actividad sísmica de la Península Ibérica. Esta zona dispone de la tasa de sismicidad instrumental y del riesgo sísmico más altos de la Península Ibérica, según la NCSE – 02: Parte General y Edificación. [3]

La aceleración sísmica máxima esperada, para un periodo de retorno de 475 años y en un suelo tipo roca, en la zona de Atarfe – Santa Fé se encuentra por encima de 0.23 g, siendo este uno de los valores más altos de todo el país.

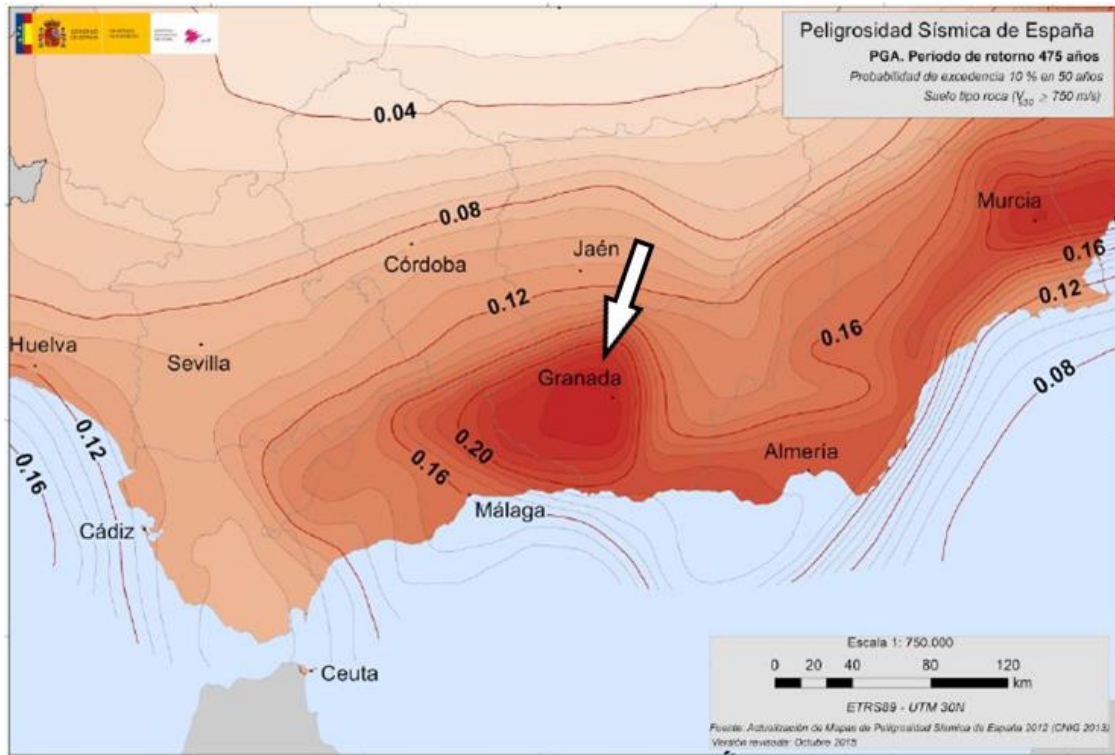


Figura 12. Mapa de peligrosidad sísmica de España; aceleración máxima del suelo para periodo de retorno de 475 años. (Fuente: IGN, 2015)

Desde el Mioceno tardío hasta el presente, la región ha estado sujeta a un campo de esfuerzos compresivos que corre NNW-SSE (norte - noroeste y sur – sureste) con una tensión ENE-WSW (este – noreste y oeste – suroeste) asociada.

El campo de tensión regional compresiva, relacionado con la convergencia aproximadamente NW-SE (noroeste y sureste) de las placas euroasiática y africana, ha llevado al plegamiento de las rocas metamórficas basales de las Zonas Internas Béticas, así como al relleno sedimentario Neógeno-Cuaternario.

La deformación está controlada por una compresión y una tensión aproximadamente perpendicular, mientras que la compresión ha formado pliegues de muy diferentes tamaños, siendo el antiformal de Sierra Nevada el mayor; la tensión se acomoda sobre todo por fallas normales (bloque hundido sobre el plano de falla), siendo la más notable la falla Sierra Elvira-Dílar, en la cuenca de Granada y muy próxima a Atarfe.

En términos generales, la Cordillera Bética se caracteriza por una sismicidad de fondo amplia de baja a moderada por el contacto entre las placas euroasiática y africana que define una amenaza sísmica. Además, el período histórico está marcado por varios terremotos destructivos. [6]

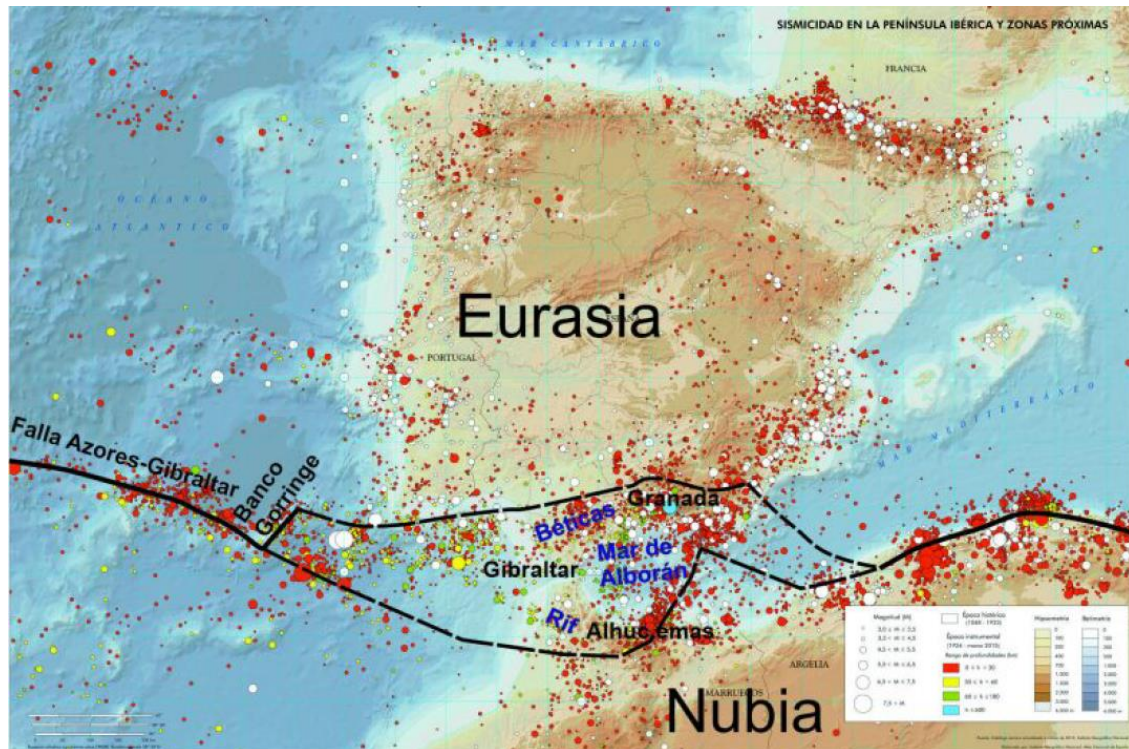


Figura 13. Límite de placas entre Eurasia y Nubia sobre el mapa de sismicidad de la Península Ibérica y zonas adyacentes. (Fuente: IGN)

Se producen un número significativo de terremotos de baja magnitud distribuidos de 10 a 25 km de profundidad. En cambio, los terremotos más energéticos están claramente asociados con las áreas de fallas más activas, en este caso, las que bordean la Cuenca de Granada al sur, este y oeste. Esta zona ha experimentado fuertes terremotos a lo largo de la historia, donde dos de ellos son el terremoto de Andalucía de 1884 (con intensidades sentidas IX-X y magnitud macrosísmica del orden de 6.5), y el terremoto de Granada de 1431 (Intensidades VIII-IX). Destaca también el “terremoto de Armilla” de 1955 (Magnitud 5,1; Intensidad VII) y el “terremoto de Purchil” de 1956 (Magnitud 5,0; Intensidad VIII).

Los enjambres de terremotos son frecuentes en esta región. El último evento sísmico ha tenido lugar recientemente. Desde el 2 de diciembre de 2020 hasta el 27 de enero de 2021, se han registrado más de 430 terremotos en la zona de Atarfe por la Red Sísmica Nacional, con un primer sismo el 23 de enero del año 2021 a las 11:15 (UTC) con magnitud máxima 4.4, seguido por una serie consecutiva de terremotos de magnitudes similares el 26 de enero, destacando el terremoto con una magnitud de 4.5, y dos terremotos de magnitud 4.2.

La intensidad máxima reportada por el IGN, tanto la calculada de forma automática como la supervisada indica un valor de V+ (más de cinco), según la escala macrosísmica EMS98. Esto indica que el terremoto se ha sentido por la población en el exterior, y ha producido daños menores en edificaciones y construcciones afectadas.

También han ocurrido 11 terremotos de magnitud entre 3 y 3.7 con intensidades entre III (tres) e incluso V (cinco), en función de la profundidad hipocentral. La media de profundidad de los terremotos es de 5.6 km, con una profundidad máxima de 22 km y mínima de 1 km, siendo estos valores someros los más interesantes, al haberse reportado intensidades sísmicas de valor III (tres) para terremotos de magnitud tan pequeñas como 1.5.

Es muy importante destacar que el elevado número de terremotos sentidos, incluso para bajas magnitudes, ha podido verse favorecido tanto por la poca profundidad de los hipocentros sísmicos como por la combinación con el relleno cuaternario de la Vega y la altura del nivel freático.

Hasta el momento se han registrado algunos daños no estructurales, como grietas en el enlucido, además de numerosas caídas de objetos en varias construcciones dentro de la zona epicentral. Los edificios con daños más generalizados (correspondientes a intensidad VI) se encuentran muy localizados en la zona del Instituto de Educación Secundaria Vega de Atarfe (Granada), la antigua laguna “Charca de la Rana” posteriormente rellenada para su urbanización. Este hecho podría explicar que los daños sean mayores aquí que en el resto de Atarfe. Los mayores daños observados han sido la caída de falsos techos, caída de azulejos y fisuras en los encuentros entre el sistema estructural (pórticos de hormigón) y los cerramientos exteriores o las divisiones interiores. Además de los daños en los edificios, los efectos observados en otros elementos, como son la caída de objetos o la dificultad de algunas personas por mantener el equilibrio, son también coherentes con la intensidad V-VI. [7]

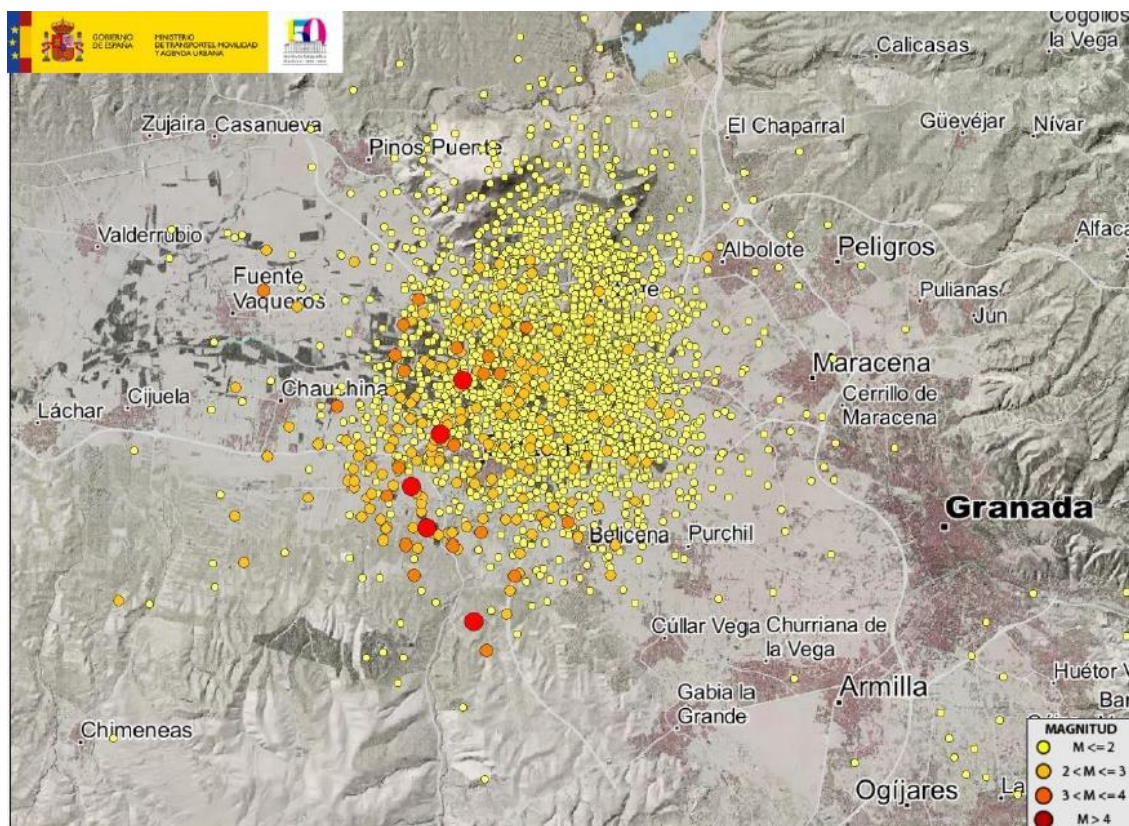


Figura 14. Mapa de sismicidad de la zona epicentral desde el 1 de diciembre de 2020. (Fuente: IGN)

4. EDIFICIO PROTOTIPO

4.1. Localización

El edificio prototipo se trata del C.E.I.P Doctor Jiménez Rueda y se encuentra el sur de España, concretamente en la Avenida de la Diputación de la localidad de Atarfe (Granada).

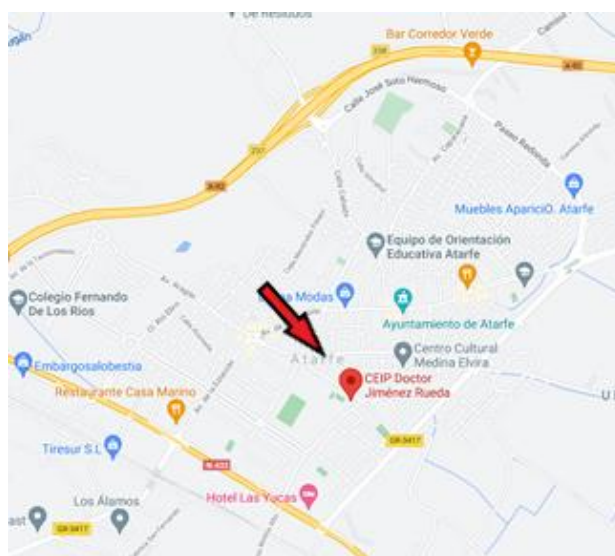


Figura 15. Localización del edificio.

4.2. Descripción

El edificio forma parte de una parcela de 18902 m² construida en el año 1978, sin división horizontal (según el Catastro), en la cual el terreno no ha tenido ninguna partición y, por tanto, todo lo que contiene, pertenece al Estado español, ya que está compuesta por varias infraestructuras destinadas a la educación pública como gimnasios y edificios destinados a la enseñanza.



Figura 16. Datos de la parcela catastral. (Fuente: Sede electrónica del Catastro Español)

4.3. Arquitectura

Gracias a la ayuda del arquitecto del Ayuntamiento de Atarfe (Granada), D. Ismael Rodríguez Pedrosa, se han obtenido los planos de arquitectura del edificio, por lo que se sabe que dispone de 3 plantas. (Ver Anexo 1.1. Planos de arquitectura)

- Planta Baja
- Planta Primera
- Planta Segunda



Figura 17. Vista exterior del edificio.

4.3.1. Planta Baja

En la planta baja se encuentra una zona de soportales que se utiliza como patio de juegos exterior para los días de lluvia.

En el interior, mediante la puerta de acceso al edificio, se pasa al hall de entrada del edificio; las escaleras; el baño masculino y femenino; la sala de calderas y el cuarto de contadores, lo que indica que en esta planta se encuentran las instalaciones de mantenimiento del edificio.

4.3.2. Planta Primera y Planta Segunda

Las plantas primera y segunda tienen la misma distribución desde el punto de vista arquitectónico.

Disponen de 4 aulas; escaleras; baño masculino y femenino, una sala de profesores y una sala de tutoría, respectivamente.

4.4. Cálculo de la estructura del edificio prototipo

Para comenzar con el cálculo de la estructura se parte de los planos de arquitectura del edificio descritos anteriormente (ver apartado 4.3).

Desafortunadamente, no ha sido posible la obtención de los planos estructurales del edificio, por lo que, al no disponer de los mismos, se comienza el cálculo elástico – lineal del edificio prototipo mediante el software de uso comercial Cypecad.

4.4.1. Materiales

Resulta imprescindible definir los parámetros de resistencia de los materiales que conforman la estructura del edificio de acuerdo con las normativas de obligado cumplimiento (ver apartado 2.3) para proceder al cálculo en Cypecad.

4.4.1.1. Hormigón

Para pilares, vigas y forjados se emplea hormigón H – 250 con un control normal (según EH – 91), es decir, con una resistencia a compresión característica de 25 MPa y con un tamaño de árido de 15 mm.

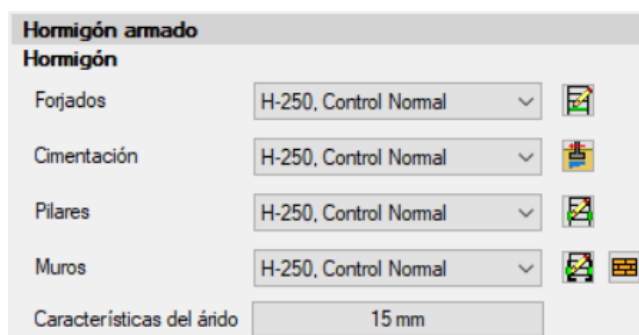


Figura 18. Parámetros resistentes del hormigón empleados en el cálculo del edificio. (Fuente: Cypecad)

4.4.1.2. Acero

En cuanto a la armadura de pilares, vigas y forjados se emplea acero AEH-500 con un control normal (según EA – 95), es decir, con una resistencia característica a tracción de 500 MPa.

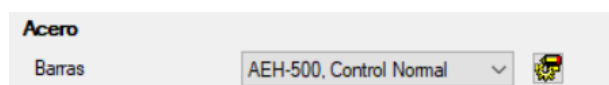


Figura 19. Parámetros resistentes del acero empleados en el cálculo del edificio. (Fuente: Cypecad)

4.4.2. Elementos estructurales

El edificio a nivel estructural, está conformado por:

- Pilares
- Vigas
- Forjados

4.4.2.1. Pilares

La estructura dispone de 16 pilares por planta, con diferentes dimensiones y alturas (Tabla 3):

Tabla 3. Pilares de la estructura por planta.

Planta	Dimensiones	Altura
Planta Baja	55 cm x 55 cm	4.0 m
Planta Primera	45 cm x 45 cm	3.5 m
Planta Segunda	40 cm x 40 cm	3.5 m

4.4.2.2. Vigas

Las vigas de la estructura son todas planas y se agrupan por plantas, realizando una diferenciación por dimensiones. (Tabla 4)

Tabla 4. Vigas de la estructura por planta.

Planta	Dimensiones (ancho x altura)
Planta Primera	55 cm x 35 cm
Planta Segunda	45 cm x 35 cm
Forjado de Cubierta	40 cm x 35 cm

* Excepción: Únicamente en las vigas externas de vuelos se toma para todas las plantas una dimensión de 35 cm x 35 cm. (Ver apartado 4.4.).

4.4.2.3. Forjados

Todos los forjados de la estructura son unidireccionales de viguetas con bovedillas cerámicas con las siguientes características:

Tabla 5. Características de todos los forjados de la estructura.

Parámetros del forjado	Valores
Canto de bovedilla	30 cm
Intereje de viguetas	70 cm
Ancho del nervio	10 cm
Ancho de la base	14 cm
Peso propio de forjado	4,1 kN/m ²

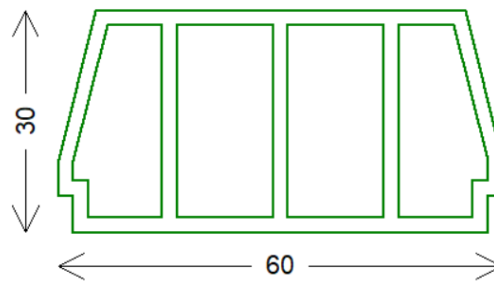


Figura 20. Detalle de una bovedilla cerámica empleada en cada forjado. (Fuente: Cypecad)

4.4.3. Acciones

Para definir las acciones de proyecto sobre la estructura, se realiza una diferenciación entre gravitatorias y sísmicas.

4.4.3.1. Gravitatorias

Se obtienen en base a la Norma MV-101/1962: Acciones en la edificación y se tratan de:

- Cargas permanentes.
- Sobrecargas.
- Viento.
- Nieve.

4.4.3.1.1. Cargas Permanentes

- Peso propio de forjado: $4,1 \text{ kN/m}^2$
- Tabiquería: 1.0 kN/m^2
- Pavimentación y falso techo: 1.5 kN/m^2
- Cerramiento exterior (muro capuchino): 7.0 kN/m^2
- Tabiquillos palomeros (sólo para forjado de cubierta): 3.0 kN/m^2

4.4.3.1.2. Sobrecargas

- Sobrecarga de uso: 3.0 kN/m^2

4.4.3.1.3. Nieve

Viene implícita en el cálculo mediante la norma PDS – 74.

4.4.3.1.4. Acción del viento [8]

La Norma Tecnológica de la Edificación - ECV: Acción de viento (año 1988) define su ámbito de aplicación en edificios de hasta 60 m de altura.

Hay que identificar mediante las coordenadas geográficas del edificio el lugar, la zona eólica en la que se encuentra mediante el siguiente mapa. Como se puede ver en la Fig. 21, se sitúa en una “Zona W” con una situación “normal”.

Por último, se establecen las dimensiones en planta del edificio. En este caso, son 21.69 m de largo x 20.63 m de ancho.

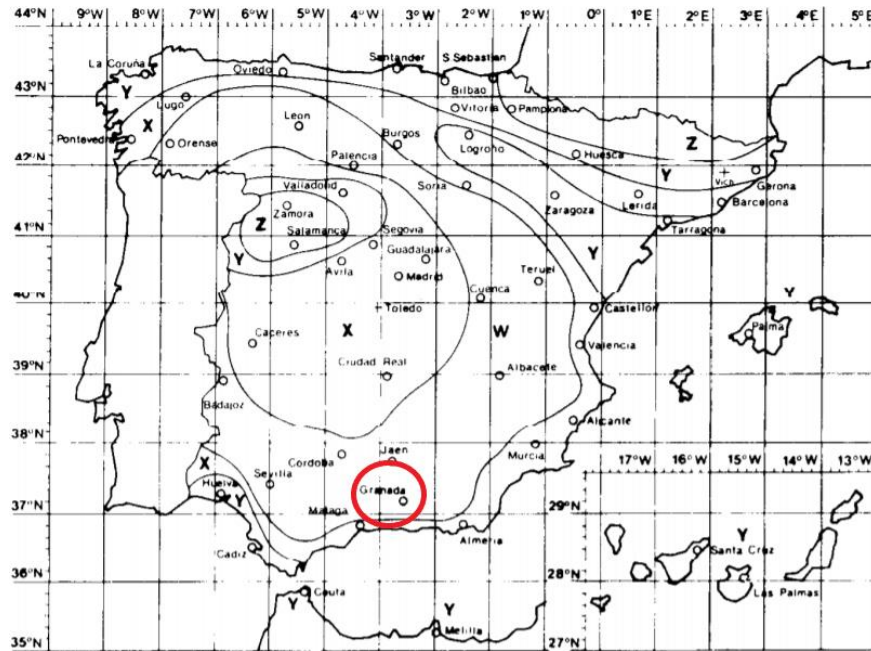


Figura 21. Mapa de las zonas eólicas de España. (Fuente: NTE – ECV)

4.4.3.2. Cálculo de las fuerzas sísmicas laterales según la PDS – 74

La acción sísmica es la más importante, ya que el objetivo de este TFG se basa en analizar el comportamiento sismorresistente de las estructuras ante este tipo de cargas.

Por ello, para considerar la acción sísmica de la manera más aproximada a como se hizo hace unos 40 años cuando se proyectó el colegio, se ha tenido en cuenta la **Norma de construcción sismorresistente PDS – 1 (año 1974, de aquí en adelante PDS – 74)**.

El problema que surge con esta norma es que no se encuentra implementada en el programa de cálculo Cypecad debido a su antigüedad. Es por ello, que para el cálculo de las acciones sísmicas se llevará a cabo un proceso que permita tener en cuenta en el diseño del edificio prototipo este tipo de cargas.

La PDS – 74 establece que:

“La dirección de la fuerza lateral F dentro del plano horizontal puede ser cualquiera, debiendo elegirse la más desfavorable en cada caso. Es admisible sustituir esta condición por la comprobación en dos direcciones ortogonales”.

Es por ello que se realiza un cálculo mediante **fuerzas laterales concentradas a nivel de cada forjado en dos direcciones ortogonales**, debiendo crearse dos nuevos casos de carga concomitantes con las acciones ya existentes, uno para cada dirección principal horizontal, respectivamente.

Para proceder a un cálculo lo más aproximado posible de las mencionadas fuerzas ortogonales, es necesario obtener los siguientes parámetros:

4.4.3.2.1. Período (T)

Para el cálculo simplificado del período de vibración de la estructura, la PDS-74 considera para un entramado de hormigón armado:

$$T = 0.09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}}$$

Donde:

- H es la altura total de la estructura
- L es la dimensión en planta del edificio en la dirección de vibración.

Se obtiene el período (T) para la dirección X e Y, respectivamente:

$$T_x = 0.09 \cdot \frac{11 \text{ m}}{\sqrt{22.3 \text{ m}}} = 0.21 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \cdot \frac{11 \text{ m}}{\sqrt{19.2 \text{ m}}} = 0.23 \text{ s}$$

4.4.3.2.2. Vector modo de vibración (Φ_i)

Para calcular el modo de vibración fundamental, la normativa ofrece la posibilidad de simplificar el vector modo de vibración fundamental en una ley triangular inversa (Fig. 22).

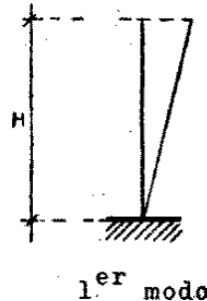


Figura 22. Vector modo de vibración fundamental. (Fuente: PDS – 74)

Se considera la altura de cada planta desde el suelo y se obtiene el vector modo de vibración:

Tabla 6. Altura de cada planta desde el suelo.

Altura desde el suelo (Planta 1)	4.0 m
Altura desde el suelo (Planta 2)	7.5 m
Altura desde el suelo (Planta 3)	11.0 m

Tabla 7. Vector modo de vibración.

	1	Planta 3
Φ_i	0,682	Planta 2
	0,364	Planta 1

4.4.3.2.3. Fuerzas laterales por planta (F_i)

Es el último paso que va en el apartado de resumen del cálculo (ver apartado 4.3.4.4) y sirve para calcular estas fuerzas en cada dirección principal horizontal, en el cual se considera un modelo de masas concentradas, mediante la ecuación:

$$F_i = s_i Q_i$$

Donde:

- Q_i se trata del peso soportado por la planta i . (apartado 4.4.3.2.3.1)
- s_i el coeficiente sísmico de la planta i . (apartado 4.4.3.2.3.2)

4.4.3.2.3.1. Peso por planta (Q_i)

La evaluación del peso por planta Q se realiza teniendo en cuenta las siguientes cargas en valores característicos:

- Concarga. (Peso propio + cargas permanentes)
- Sobrecarga de uso, afectada de un coeficiente reductor (Fig. 23).

Para este caso se considera un factor de afección de sobrecargas de 0.8, ya que se trata de un edificio docente (Caso 3º).

- Sobrecarga de nieve (Fig. 23). En este caso se tiene en cuenta 0, ya que la nieve no permanecerá más de treinta días seguidos acumulada.

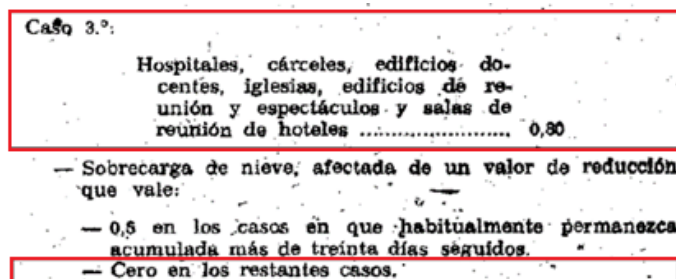


Figura 23. Referencia a la tabla 4.5 de la norma PDS – 74.

Tabla 8. Acciones a tener en cuenta para el obtener el peso Q de cada planta del edificio.

Acciones a tener en cuenta para la obtención del peso Q de planta i (Q_i)	
Carga de peso propio de forjado (kN/m^2)	4.1
Carga de tabiquería (kN/m^2)	1.0
Carga de pavimentación + falso techo (kN/m^2)	1.5
Carga de cerramiento exterior (muro capuchino) (kN/m)	7.0
Carga tabiquillos palomeros de cubierta (kN/m^2)	3.0
Peso específico del hormigón (kN/m^3)	25.0
Sobrecarga de uso afectada por el coeficiente reductor (kN/m)	2.4

A través de los parámetros que vienen descritos en las Tablas 9, 10, 11 y la aplicación de todas las acciones gravitatorias que actúan sobre la estructura dispuestas en la Tabla 8, se obtiene el peso Q para cada forjado de planta:

- **Forjado 1**

Tabla 9. Parámetros del forjado de planta primera.

DATOS FORJADO DE PLANTA PRIMERA	
Superficie de paños (m ²)	303,35
Superficie en planta de vigas, zunchos y muros	93,53
Volumen de hormigón total de vigas (m ³)	35,42
Longitud de cerramiento sobre vigas (m)	88,80
Superficie de un pilar de planta (m ²)	0,3025
Número de pilares de planta	16
Superficie Total (m ²)	401,72
Carga Puntual en KN (Tabiquería + Pavimento + Falso Techo + Sobrecarga de uso + Peso Propio)	2730,15
Carga Puntual en KN (Vigas)	2959,85
Carga Puntual en KN (Pilares)	453,75
Carga Total de Planta 1 Q1 (KN)	6143,75

- **Forjado 2**

Tabla 10. Parámetros del forjado de planta segunda.

DATOS FORJADO DE PLANTA SEGUNDA	
Superficie de paños (m ²)	315,31
Superficie en planta de vigas, zunchos y muros	79,55
Volumen de hormigón total de vigas (m ³)	29,63
Longitud de cerramiento sobre vigas (m)	88,80
Superficie de un pilar de planta (m ²)	0,2025
Número de pilares de planta	16
Superficie Total (m ²)	398,10
Carga Puntual en KN (Tabiquería + Pavimento + Falso Techo + Sobrecarga de uso + Peso Propio)	2837,79
Carga Puntual en KN (Vigas)	2610,35
Carga Puntual en KN (Pilares)	283,50
Carga Total de Planta 2 Q2 (KN)	5731,64

- **Forjado 3**

Tabla 11. Datos del forjado de cubierta.

DATOS FORJADO DE CUBIERTA	
Superficie de paños (m ²)	340,2
Superficie en planta de vigas, zunchos y muros	71,53
Volumen de hormigón total de vigas (m ³)	27,44
Superficie de un pilar de planta (m ²)	0,16
Número de pilares de planta	16
Superficie Total (m ²)	414,29
Carga Puntual en KN (Tabiquería + Pavimento + Falso Techo + Sobrecarga de uso + Peso Propio)	2415,42
Carga Puntual en KN (Vigas)	1788,25
Carga Puntual en KN (Pilares)	112,00
Carga Total de Planta 3 Q3 (KN)	4315,67

4.4.3.2.3.2. Coeficiente sísmico (s_i)

Se aplica la siguiente ecuación:

$$s_i = \alpha \eta_i \beta \delta$$

Donde:

- s_i indica el coeficiente sísmico en cada planta.
- α es el factor de intensidad
- β es el factor de respuesta
- η_i es el factor de distribución
- δ es el factor de cimentación

Dirección X:

Tabla 12. Coeficiente sísmico para la dirección X, s_x .

	0,432	Planta 3
Coeficiente sísmico "s_x"	0,295	Planta 2
	0,157	Planta 1

Dirección Y:

Tabla 13. Coeficiente sísmico para la dirección Y, s_y .

	0,403	Planta 3
Coeficiente sísmico "s_y"	0,275	Planta 2
	0,146	Planta 1

4.4.3.2.3.2.1. Factor de intensidad (α)

Este parámetro caracteriza mecánicamente el movimiento del suelo provocado por un sismo y la probabilidad de ocurrencia. Es el mismo para las dos direcciones principales horizontales y está definido por:

$$\alpha = RC = 1 \cdot 0.3 = 0.3$$

Siendo:

- R es el riesgo sísmico definido en la siguiente Tabla y una intensidad de IX (Granada), así como un período del riesgo de 500 años:

$$C = 1$$

Tabla 14. Riesgo sísmico, R .

Intensidad del sismo (Grados M. S. K.)	Períodos del riesgo en años			
	50	100	200	500
VII	1	1	1	1
VIII	0,90	0,99	1	1
IX	0,72	0,92	0,99	1
X	0,53	0,78	0,95	1

- C es el coeficiente sísmico básico, definido para $T \leq 0.50$ s (Tabla 2):

$$C = 0.3$$

Tabla 15. Coeficiente sísmico básico C para $T \leq 0.50$ s.

Grado de intensidad G	Coeficiente sísmico básico C
V	0,02
VI	0,04
VII	0,08
VIII	0,15
IX	0,30

4.4.3.2.3.2.2. Factor de respuesta (β)

Se calcula mediante la siguiente ecuación para cada dirección principal horizontal:

$$\beta_x = \frac{B}{\sqrt[3]{T_x}} = \frac{0,6}{\sqrt[3]{0.21 \text{ s}}} = 1.01$$

$$\beta_y = \frac{B}{\sqrt[3]{T_y}} = \frac{0,6}{\sqrt[3]{0.23 \text{ s}}} = 0.99$$

Donde:

- B toma el valor de 0.6 en edificios con bastantes subdivisiones.

4.4.3.2.3.2.3. Factor de distribución (η_i)

Este parámetro caracteriza mecánicamente el sistema estructural y su distribución de masas. Está basado en el desacoplamiento modal. Se aplica la siguiente ecuación:

$$\eta_i = \phi_i \frac{L_n}{M_n} = \phi_i \frac{\sum_{i=1}^N Q_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N Q_i \phi_i^2}$$

Donde:

- Q_i peso por planta (calculada en el apartado 4.4.3.2.3.1).
- ϕ_i es el valor de planta del modo de vibración que se esté considerando. (calculada en el apartado 4.4.3.2.3.2).

Por tanto, si se tienen en cuenta los pesos por planta y el vector modo de vibración de cada una de las mismas, para cada dirección principal horizontal se obtiene:

- Dirección X

Tabla 16. Factor de distribución para la dirección X, η_x .

	1,297	Planta 3
Factor de distribución (η)	0,884	Planta 2
	0,472	Planta 1

- Dirección Y

Tabla 17. Factor de distribución para la dirección Y, η_y .

	1,297	Planta 3
Factor de distribución (η)	0,884	Planta 2
	0,472	Planta 1

4.4.3.2.3.2.4. Factor de cimentación (δ)

Mediante la tabla de la PDS – 74 y tras considerar los datos obtenidos del estudio geotécnico y el tipo de cimentación, se elige un tipo de suelo formado por Gravas y arenas sueltas en zapatas aisladas respectivamente.

$$\delta = 1.1$$

Tabla 18. Valores del factor de cimentación, δ .

Tipo de cimentación	Clases de terreno			
	Fangos $c \leq 500$	Gravas y arenas sueltas $500 < c \leq 1.000$	Gravas y arenas consolidadas Rocas blandas $1.000 < c \leq 2.000$	Rocas compactas $2.000 < c \leq 4.000$
Pilotes:				
Resistentes por el fuste	(2,0)	1,0	0,7	—
Resistentes por la punta	(1,8)	0,9	0,6	—
Zapatas:				
Aisladas	(1,8)	1,1	0,8	0,5
Corridas	(1,3)	1,0	0,7	0,4
Losas	(1,4)	0,7	0,5	0,3

Resumen del cálculo de las fuerzas laterales por planta y dirección

Finalmente, mediante el coeficiente sísmico (s_i) y el peso por planta (Q_i) obtenidos en los apartados anteriores, se calculan las fuerzas que hay que aplicar en el centro de masas de cada forjado en cada dirección principal horizontal, ya que se trata de un modelo de masas concentradas.

Como se ha indicado en el apartado 2.2, la Norma PDS – 74 no realiza ninguna reducción de esfuerzos por ductilidad, por tanto, estas son las acciones laterales obtenidas por planta.

Tabla 19. Modelo de masas concentradas donde cada pelota representa un forjado i del edificio al cual se le aplica en el centro de masas, la carga lateral $f_{x,i}$ y $f_{y,i}$ correspondiente.

Dirección X	Dirección Y
$f_3 = 1782,290 \text{ KN}$	$f_3 = 1738,370 \text{ KN}$

4.4.3.3. Cálculo de las fuerzas sísmicas laterales según la NCSE – 02

En este apartado se procede al cálculo de las fuerzas sísmicas laterales mediante la norma sismorresistente NCSE-02 con el propósito de establecer una comparación con las calculadas con la PDS – 74.

4.4.3.3.1. Aceleración sísmica de cálculo (a_c)

La aceleración de cálculo a_c viene determinada por:

$$a_c = \rho \cdot S \cdot a_b$$

Siendo:

- ρ : coeficiente adimensional del riesgo, en construcciones de importancia normal, como es el caso, se adopta un valor de 1.
- S : coeficiente de amplificación del terreno. Definido por:

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1.25} \right)$$

Donde:

- C : coeficiente del terreno. Para un suelo Tipo III equivale a 1.5.
- a_b : aceleración básica, con un valor de 0.23g para Atarfe (Granada).

Por tanto:

$$\rho = 1 \text{ (importancia normal)}$$

$$a_b = 0.23 \cdot g = 0.23 \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 2.2563 \frac{m}{s^2}$$

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1.25} \right) = \frac{1.6}{1.25} + 3.33 \cdot \left(1 \cdot \frac{2.2563 \frac{m}{s^2}}{9.81 \frac{m}{s^2}} - 0.1 \right) \cdot \left(1 - \frac{1.6}{1.25} \right) = 1.159$$

Finalmente:

$$a_c = \rho \cdot S \cdot a_b = 1 \cdot 1.159 \cdot 2.2563 \frac{m}{s^2} = 2.615 \frac{m}{s^2}$$

4.4.3.3.2. Modelo de masas concentradas

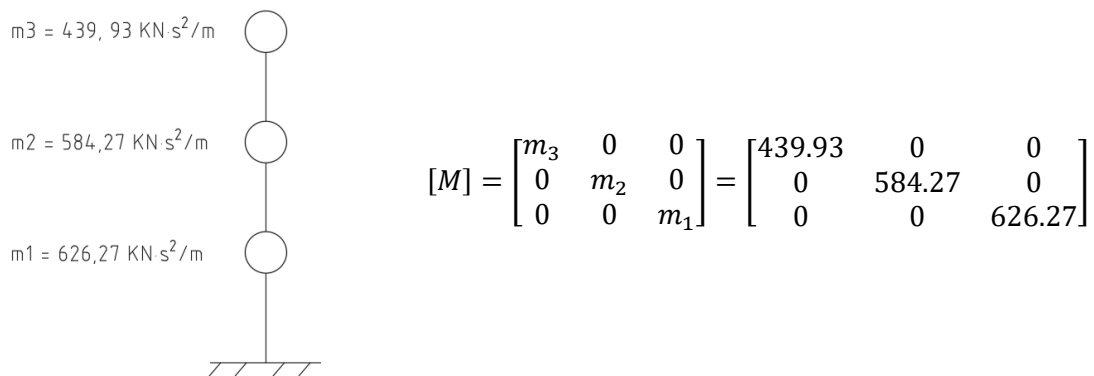


Figura 24. Modelo de masas concentradas de cada planta del edificio.

4.4.3.3.3. Vector del modo de vibración fundamental $[\phi_i]_1$

Se define por:

$$[\phi_i]_1 = \begin{bmatrix} \text{sen}\left(\frac{(2 \cdot n - 1) \cdot \pi \cdot h_i}{2 \cdot H}\right) \\ \text{sen}\left(\frac{(2 \cdot n - 1) \cdot \pi \cdot h_i}{2 \cdot H}\right) \\ \text{sen}\left(\frac{(2 \cdot n - 1) \cdot \pi \cdot h_i}{2 \cdot H}\right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{sen}\left(\frac{(2 \cdot 1 - 1) \cdot \pi \cdot 11 \text{ m}}{2 \cdot 11 \text{ m}}\right) \\ \text{sen}\left(\frac{(2 \cdot 1 - 1) \cdot \pi \cdot 7.5 \text{ m}}{2 \cdot 11 \text{ m}}\right) \\ \text{sen}\left(\frac{(2 \cdot 1 - 1) \cdot \pi \cdot 4 \text{ m}}{2 \cdot 11 \text{ m}}\right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0.878 \\ 0.541 \end{bmatrix}$$

Donde:

- n : modo de vibración fundamental de valor igual a 1.
- h_i : altura de cada planta desde el suelo.
- H : altura total del edificio.

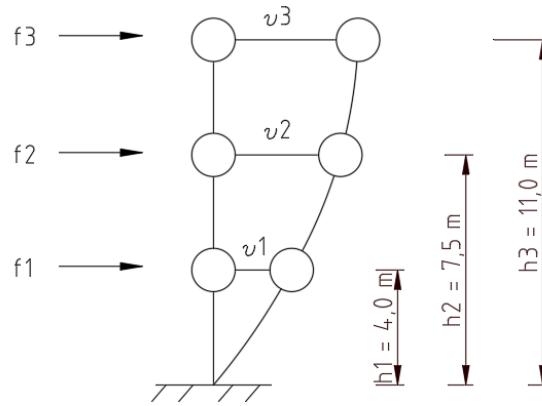


Figura 25. Desplazamiento del modo de vibración fundamental y altura relativa de plantas.

4.4.3.3.4. Período del modo de vibración fundamental

$$T_1(\text{aprox}) = 0.09 \cdot N = 0.09 \cdot 3 \text{ plantas} = 0.27 \text{ s}$$

Donde:

- N : número de plantas del edificio.

4.4.3.3.5. Factor de excitación modal L_1 y masa del S1GDL M_1

$$L_1 = [\phi]_1^T \cdot [M] \cdot [r] = \begin{bmatrix} 1 & 0.878 & 0.541 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 439.93 & 0 & 0 \\ 0 & 584.27 & 0 \\ 0 & 0 & 626.27 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} = 1291.31$$

$$M_1 = [\phi]_1^T \cdot [M] \cdot [\phi]_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0.878 & 0.541 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 439.93 & 0 & 0 \\ 0 & 584.27 & 0 \\ 0 & 0 & 626.27 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 0.878 \\ 0.541 \end{bmatrix} = 1073.05$$

Donde:

- $[M]$: matriz de masas.
- $[\phi]_1^T$: vector del modo de vibración fundamental (traspuesto).
- $[r]$: vector que considera la aplicación del sismo en dirección diferente a las principales.

4.4.3.3.6. Períodos característicos del espectro de respuesta. T_A y T_B

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} = 1 \cdot \frac{1.6}{10} = 0.16 \text{ s} \qquad T_B = K \cdot \frac{C}{2.5} = 1 \cdot \frac{1.6}{2.5} = 0.64 \text{ s}$$

Siendo:

- K : coeficiente de contribución de valor igual a 1 para este tipo de estructura.
- C : coeficiente del terreno. Para un Tipo III equivale a 1.6.

4.4.3.3.7. Parámetros α y S_{pa}

El parámetro α representa la ordenada del espectro elástico de respuesta y se define como el cociente entre la aceleración máxima absoluta de un oscilador elástico lineal (S_{pa}) y la máxima aceleración relativa del movimiento que se aplica en su base (a_c)

$$\alpha = 2.5 = \frac{S_{pa}}{a_c} \rightarrow S_{pa} = \alpha \cdot a_c = 2.5 \cdot 2.615 \frac{m}{s^2} = 6.538 \frac{m}{s^2}$$

4.4.3.3.8. Parámetro $S_{pa,1}$

Define la pseudoaceleración de un sistema de 1 grado de libertad, en el que considera una ductilidad baja ($\mu = 2$), ya que se trata de una estructura porticada de vigas planas.

$$S_{pa,1} = \frac{\alpha \cdot a_c \cdot v}{\mu} = \frac{2.5 \cdot 2.615 \frac{m}{s^2} \cdot \left(\frac{5}{5}\right)^{0.4}}{2} = 2.820 \frac{m}{s^2}$$

Donde:

$$v = \left(\frac{\xi}{5}\right)^{0.4}$$

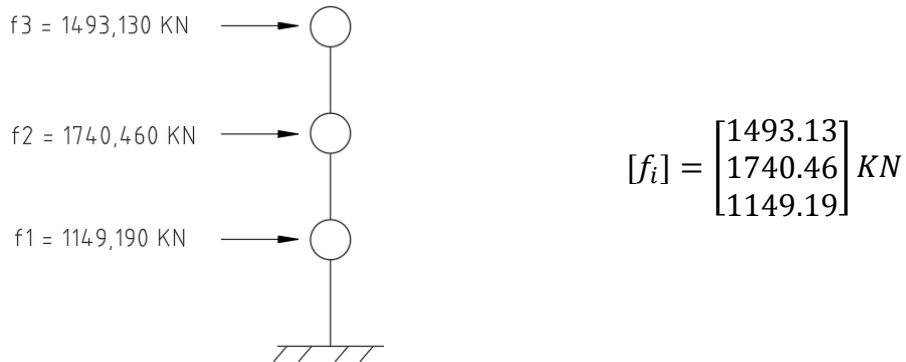
Siendo:

- ξ : factor de amortiguamiento de la estructura. Se toma un valor del 5 % para las estructuras porticadas de hormigón armado.

4.4.3.3.9. Fuerzas sísmicas laterales para cada planta

$$[f_i] = [M] \cdot [\phi_i]_1 \cdot \frac{L_1}{M_1} \cdot S_{pa,1} = \begin{bmatrix} 439.93 & 0 & 0 \\ 0 & 584.27 & 0 \\ 0 & 0 & 626.27 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 0.878 \\ 0.541 \end{bmatrix} \cdot \frac{1291.31}{1073.05} \cdot 2.820$$

Por tanto:



4.4.3.4. Resumen de las fuerzas laterales (PDS – 74 y NCSE – 02)

Tabla 20. Resumen de las fuerzas laterales según la norma PDS – 74 (a) y (b) y la norma NCSE – 02 (c).

Resumen de las fuerzas laterales según la norma PDS – 74 y la norma NCSE – 02		
a) PDS – 74 (Dirección X)	b) PDS – 74 (Dirección Y)	c) NCSE – 02

Como se puede ver en la Tabla 20, las fuerzas laterales del sismo que se han obtenido con la norma PDS – 74, son mayores por regla general a las calculadas con la norma NCSE – 02. Esto es debido a que la norma PDS – 74 no realiza ninguna reducción de esfuerzos por ductilidad, mientras que la norma NCSE – 02 sí que lo considera.

Se puede concluir, por tanto, que al haber realizado los cálculos con la norma PDS – 74, se está sobredimensionando la estructura, ya que las fuerzas laterales que se obtienen son mayores.

4.4.4. Planos de geometría de la estructura

Mediante la introducción de todos los parámetros resistentes de los materiales (apartado 4.4.1), los elementos estructurales (apartado 4.4.2) y las acciones tanto gravitatorias como sísmicas (apartado 4.4.3), se calcula la estructura del edificio prototipo y se observa que todo cumple con la normativa empleada, por lo que se da por favorable el cálculo y se obtienen los siguientes planos de geometría:

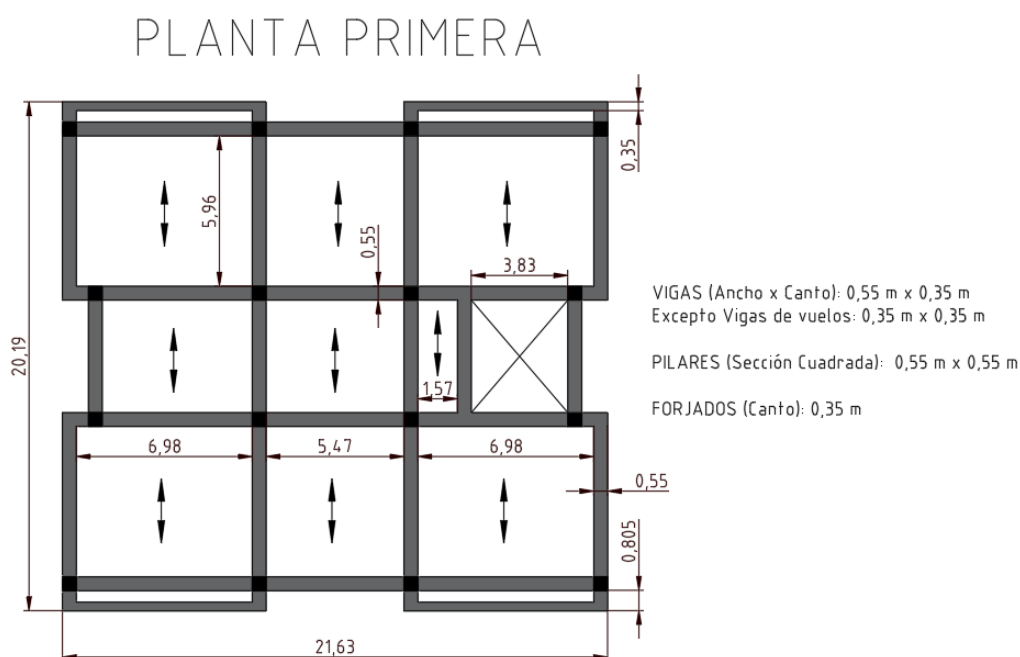


Figura 26. Plano de geometría de la planta primera de la estructura.

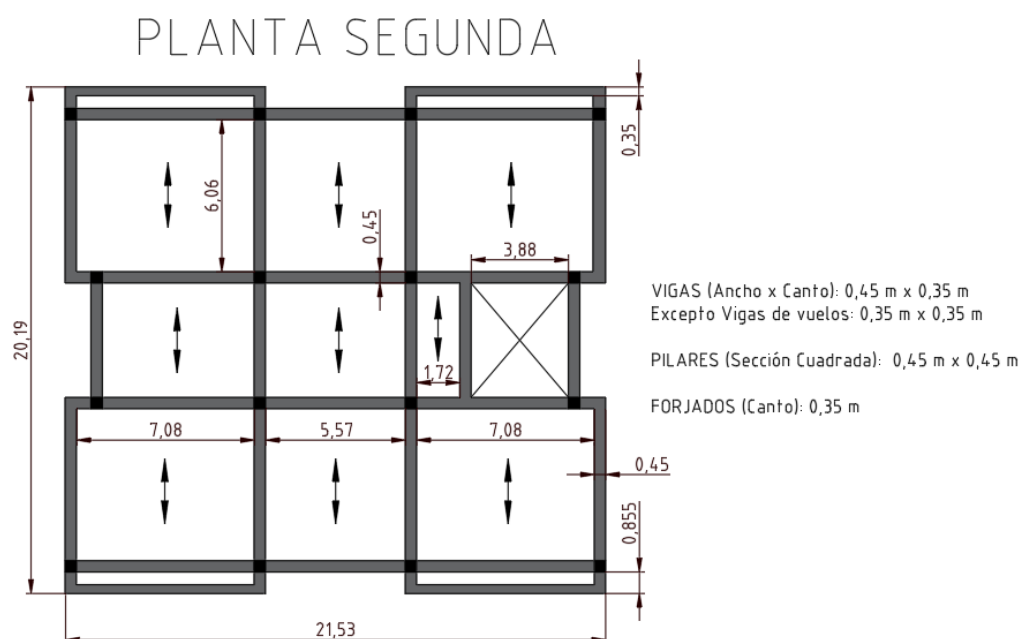


Figura 27. Plano de geometría de la planta segunda de la estructura.

PLANTA DE CUBIERTA

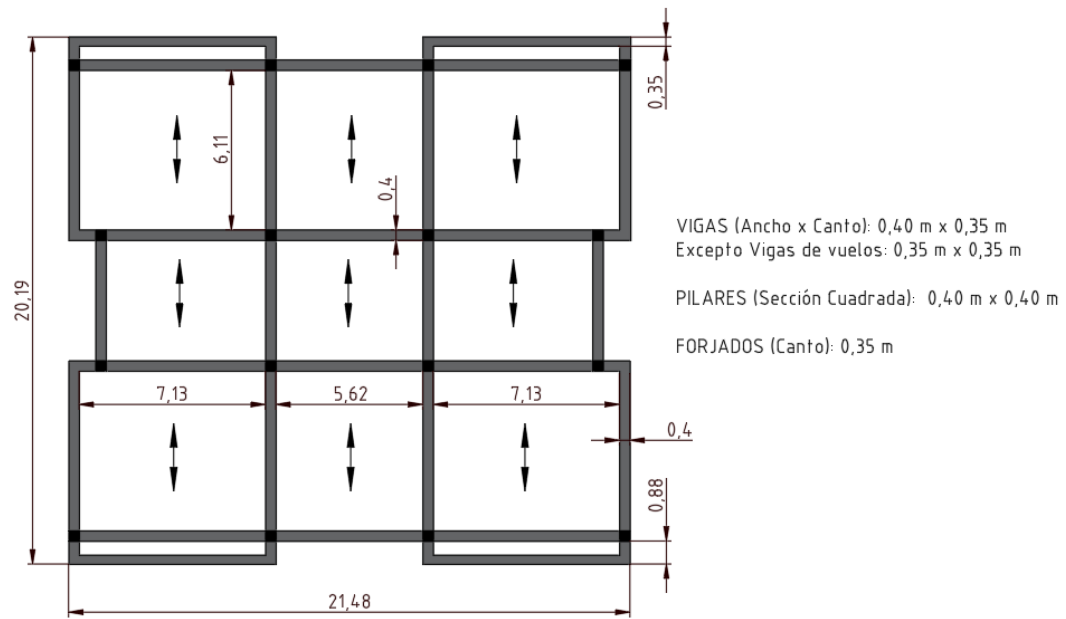


Figura 28. Plano de geometría de la planta de cubierta de la estructura.

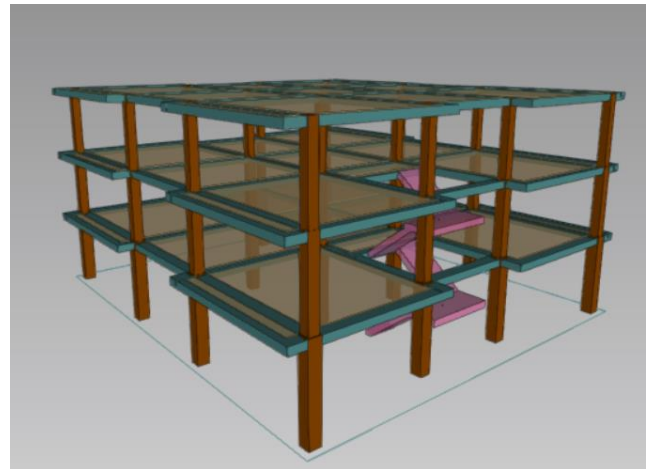
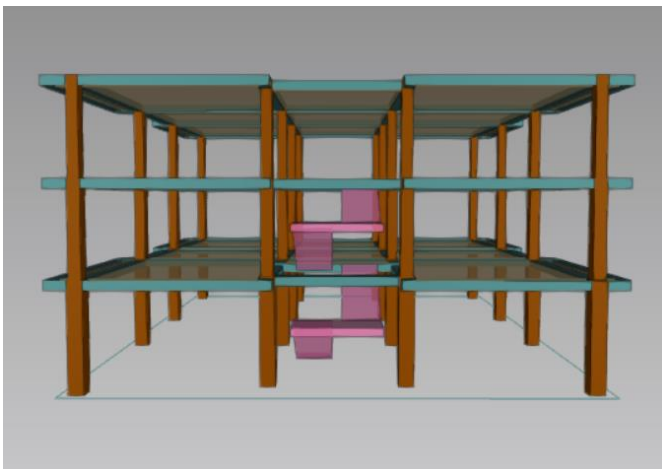


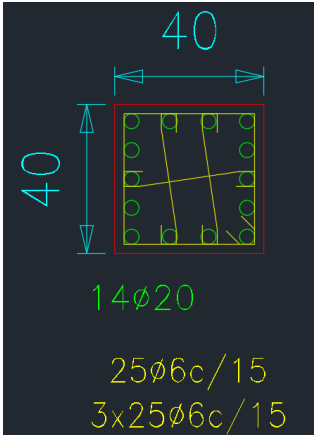
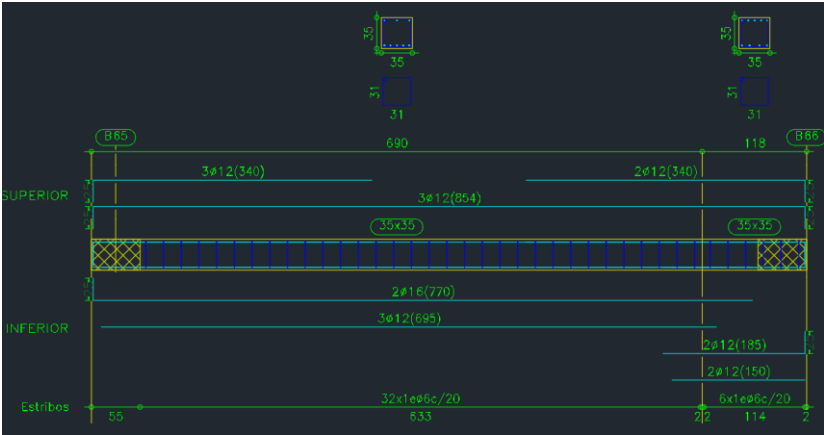
Figura 29. Vista del modelo del edificio prototipo. (Fuente: Cypecad)

4.4.5. Armado de pilares y vigas

Cypecad ofrece en su salida de listados de obra la posibilidad de obtener el cuadro de pilares y vigas de toda la estructura con sus respectivas armaduras, tanto transversales como longitudinales.

En la Tabla 21 se ofrece un detalle de armado de un pilar y una viga (para ver el armado completo y detallado, Anexos 1.2 y 1.3).

Tabla 21. Detalle de armado de pilar (a) y viga (b). (Fuente: Cypecad)

a) Detalle de armado de un pilar.	b) Detalle de armado de una viga.
	

5. ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO PROTOTIPO

En este apartado se lleva a cabo todo el proceso de confección y análisis del modelo de elementos finitos del edificio prototipo.

Para ello, se realiza un análisis de valores propios, un análisis de empuje incremental y un análisis dinámico no – lineal mediante la definición de los siguientes intervalos de carga que actúan sobre la estructura:

- Caso de carga 1: Cargas gravitatorias.
- Caso de carga 2: Empuje Incremental en dirección X .
- Caso de carga 3: Empuje Incremental en dirección Y.
- Caso de carga 4: Terremoto de Santa Fé.

5.1. Modelo de elementos finitos del edificio prototipo

El modelo de elementos finitos del edificio prototipo se realiza con el software de cálculo no – lineal con pre – procesado y post – procesado “GiD” y OpenSees de la Universidad de Berkeley, California (EEUU) [9]. Se basa en lo siguiente:

- Elementos lineales para pilares
- Elementos lineales para vigas
- Diafragma rígido para forjados

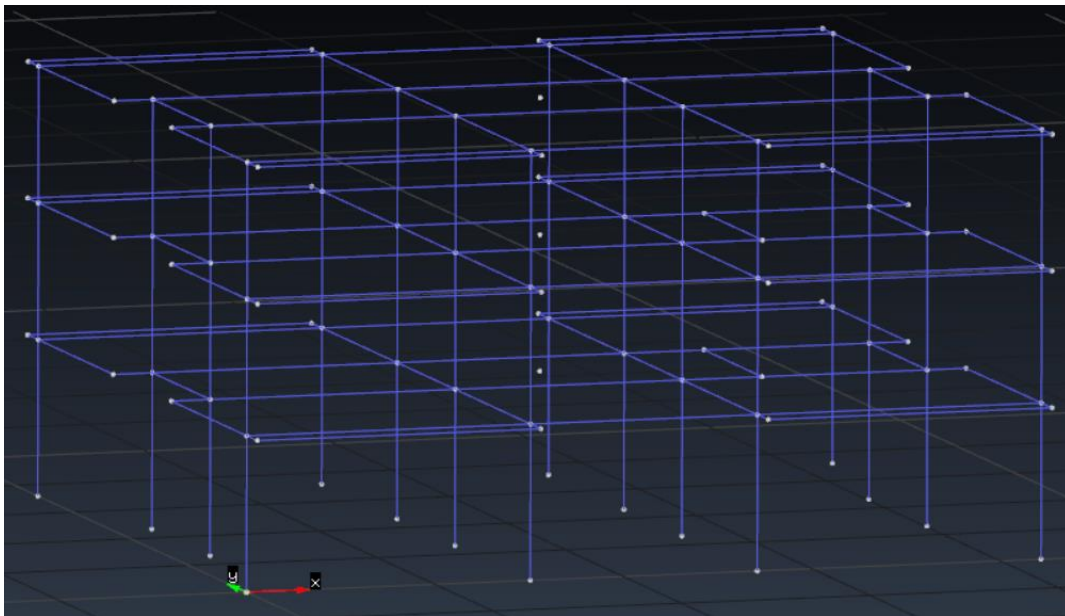


Figura 30. Modelo geométrico de la estructura, formada por nodos, pilares y vigas (Fuente: GiD).

5.1.1. Materiales

El modelo de elementos finitos se compone de hormigón y acero, cuyos parámetros se han proporcionado por el tutor mediante consejo de la literatura sísmica existente.

5.1.1.1. Hormigón

El tipo de hormigón se define con:

Tabla 22. Parámetros fundamentales de resistencia del hormigón.

Parámetros fundamentales de resistencia del hormigón	
Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días. (fpc)	25 MPa
Deformación del hormigón a la máxima resistencia. (epcs0)	$3 \cdot 10^{-3}$
Resistencia al aplastamiento del hormigón. (fpcu)	0 MPa
Deformación del hormigón a la fuerza de aplastamiento. (epscU)	$15 \cdot 10^{-3}$

5.1.1.2. Acero

El tipo de acero se define con:

Tabla 23. Parámetros fundamentales de resistencia del acero.

Parámetros fundamentales de resistencia del acero	
Tensión del límite de fluencia. (fy)	500 MPa
Relación de endurecimiento por deformación (relación entre la tangente post-fluencia y la tangente elástica inicial).	0.003
Parámetros para controlar la transición de ramas elásticas a plásticas.	
R0	18.5
cR1	0.925
cR2	0.15

5.1.2. Pilares y vigas

En cuanto a la definición de las secciones de pilares y vigas del modelo, se emplean los denominados *forceBeamColumn* [10]. Este tipo de elemento parte de una formulación basada en la flexibilidad que proporciona una descripción más precisa de la distribución de la fuerza dentro del elemento, ofreciendo ventajas significativas sobre los elementos basados en la rigidez.

La determinación del estado del elemento se basa en un algoritmo iterativo no – lineal, en este caso, el método de Newton – Raphson, donde se aceptan tanto desplazamientos residuales como fuerzas de sección desequilibradas, que violan la compatibilidad y el equilibrio a lo largo del elemento, respectivamente.

Este tipo de elemento utiliza un modelo de sección Fuerza – Deformación, en la cual cada sección se divide en fibras de hormigón y fibras de acero y cada una presenta una ley constitutiva del material para lo que se ha elegido el criterio de asignar un entramado de 15 x 15. (Fig. 31)

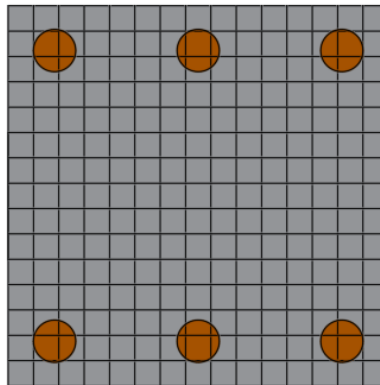


Figura 31. Ejemplo de sección de hormigón armado dividida en 15 x 15 fibras de igual tamaño. Los círculos marrones representan los redondos de acero y el resto representa el hormigón.

Por otra parte, el tipo de integración se establece en Gauss – Lobatto, que es el enfoque más común para evaluar la respuesta de este tipo de elementos, ya que divide las vigas y los pilares en tres elementos finitos mediante puntos de integración a lo largo de la longitud de los mismos:

- En los dos extremos, donde los momentos flectores son mayores, especialmente para cargas sísmicas. En estas zonas se produce un comportamiento no – lineal debido a la plastificación que experimentan.
- En la parte central, donde existe un comportamiento lineal en régimen elástico.

- **Pilar rectangular (*Rectangular Column*)**

Se introduce el número de barras de acero a lo largo de las dos caras, el área de los redondos y las fibras a considerar en ambas direcciones locales (15 x 15).

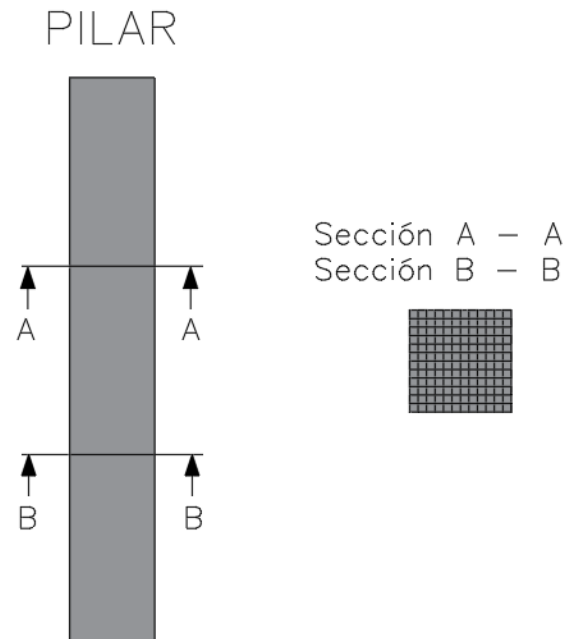


Figura 32. Detalle de un pilar del modelo dividido en 3 elementos finitos marcados por las secciones A – A y B – B. Ambas se componen de un modelo de 15 x 15 fibras. (Fuente: GiD)

- **Viga rectangular (*Rectangular Beam*)**

Se realiza el mismo procedimiento que para los pilares.

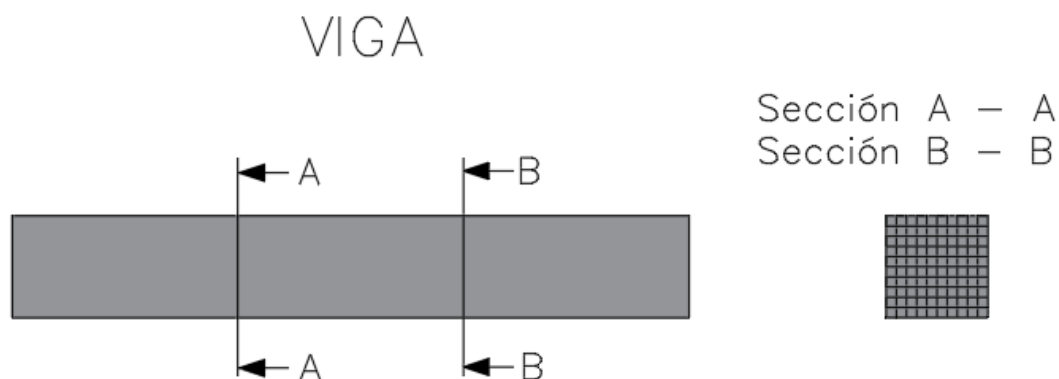


Figura 33. Detalle de una viga del modelo, dividida en 3 elementos finitos marcados por las secciones A – A y B – B. Ambas se componen de un modelo de 15 x 15 fibras. (Fuente: GiD)

En el programa GiD, la armadura de cada sección de viga debe de ser introducida con redondos en un nivel y únicamente en las caras inferiores y superiores (Fig. 34), por lo que se realiza un proceso que sirve para tener en cuenta la armadura de refuerzo que se encuentra en un nivel secundario o incluso terciario, distinto al de la armadura principal. (ver detalle de armadura en vigas en la Tabla 21 del apartado 4.4.5).

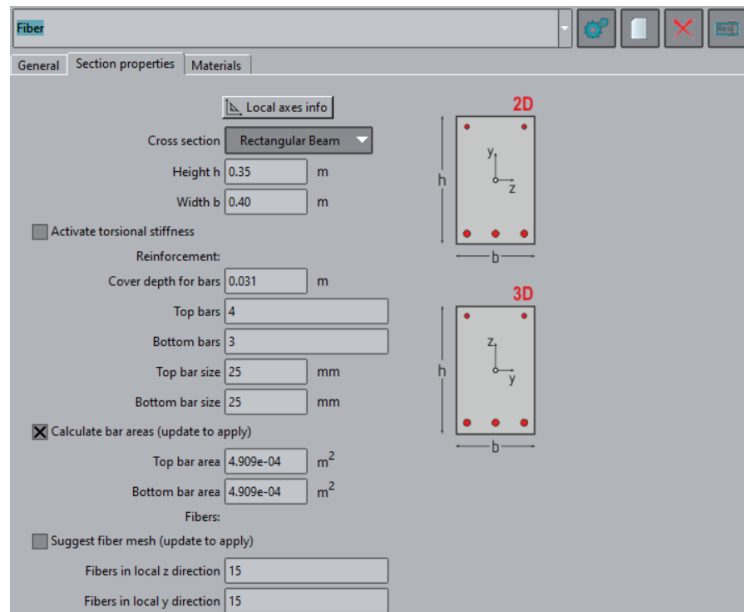


Figura 34. Definición de la sección de pilares y vigas mediante un modelo de fibras (Fuente: GiD).

La armadura de refuerzo de las vigas, normalmente se encuentra en la zona de unión viga – pilar dispuesta en varias capas (Fig. 35).

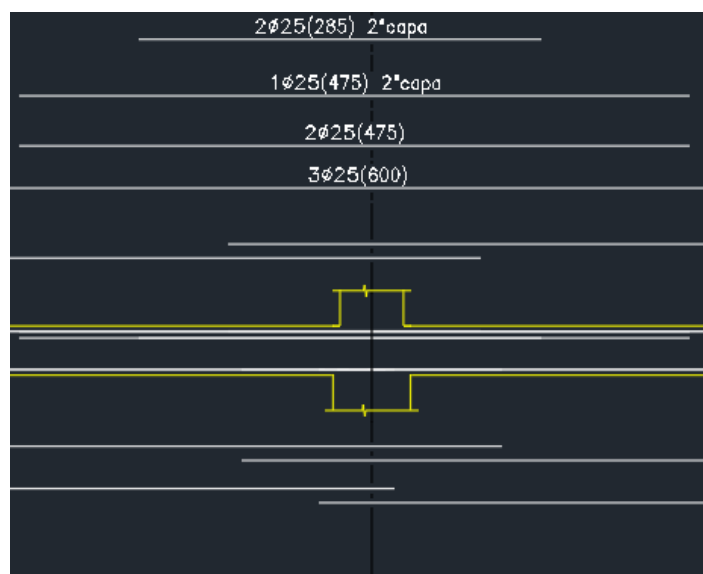


Figura 35. Detalle de armadura de refuerzo dispuesta en 2 capas en la unión viga – pilar. (Fuente: Cypecad)

La solución a este inciso se ha realizado de la siguiente forma:

1. Suma del área (A) de todos los redondos de la parte superior e inferior de la sección, de manera independiente. (Armadura principal + Armadura de refuerzo).

$$A = n^{\circ} \text{ de redondos} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

2. Obtención del único centro de gravedad de la nueva armadura para la parte superior e inferior (GiD sólo permite definir un C.D.G. de armadura, tanto para la superior como inferior) de cada sección mediante la siguiente ecuación:

$$C.D.G = \frac{\sum A \cdot h_{\text{inf o sup}}}{\sum A}$$

3. Elección del número de redondos (de un único diámetro D) que logre superar el área (A) obtenida en el paso 1, para permanecer del lado de la seguridad.

$$n^{\circ} \text{ de redondos} = \frac{4 \cdot A}{\pi \cdot D^2}$$

Donde:

- D : diámetro de un redondo.
- $h_{\text{inf o sup}}$: recubrimiento mecánico de la armadura superior (sup) o inferior (inf).

Finalmente se dispone la armadura unificada para la parte superior e inferior de las siguientes secciones de vigas:

- Vigas de vuelos.
- Vigas de carga.
- Vigas de no carga largas.
- Vigas de no carga cortas (1).
- Vigas de no carga cortas (2).
- Vigas de escalera (Sólo para forjado 1 y forjado 2).

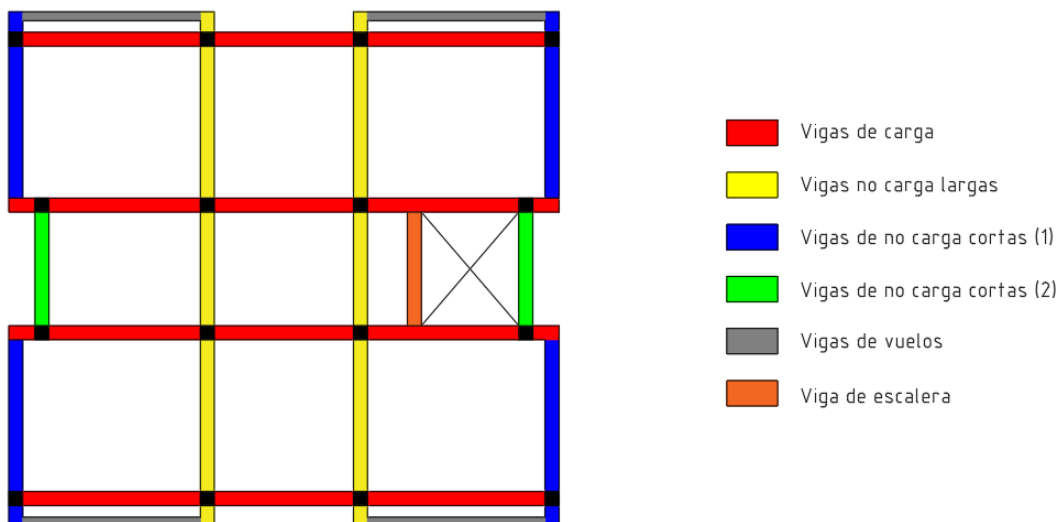


Figura 36. Tipos de vigas de la estructura para realizar las secciones en GiD.

- **Forjado 1**

Vigas de vuelos de anchura 35 cm (Forjado 1)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	4	Nº de redondos	4
Diámetro (mm)	16	Diámetro (mm)	16
C.D.G = 23 mm			

Vigas de carga de anchura 55 cm (Forjado 1)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	12	Nº de redondos	7
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 28 mm			

Vigas de no carga largas de anchura 55 cm (Forjado 1)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	12	Nº de redondos	7
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 28 mm			

Vigas de no carga cortas (1) de anchura 55 cm (Forjado 1)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	5	Nº de redondos	3
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 20 mm			

Vigas de no carga cortas (2) de anchura 55 cm (Forjado 1)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	5	Nº de redondos	3
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 26 mm			

Vigas de escalera de anchura 55 cm (Forjado 1)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	2	Nº de redondos	7
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 19 mm			

- **Forjado 2**

Vigas de vuelos de anchura 35 cm (Forjado 2)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	2	Nº de redondos	3
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 18.5 mm			

Vigas de carga de anchura 45 cm (Forjado 2)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	12	Nº de redondos	7
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 34 mm			

Vigas de no carga largas de anchura 45 cm (Forjado 2)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	10	Nº de redondos	8
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 22 mm			

Vigas de no carga cortas (1) de anchura 45 cm (Forjado 2)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	5	Nº de redondos	3
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 22 mm			

Vigas de no carga cortas (2) de anchura 45 cm (Forjado 2)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	9	Nº de redondos	7
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 15 mm			

Vigas de escalera de anchura 45 cm (Forjado 2)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	2	Nº de redondos	7
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 19 mm			

- **Forjado 3**

Vigas de vuelos de anchura 35 cm (Forjado 3)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	2	Nº de redondos	3
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 19.5 mm			

Vigas de carga de anchura 40 cm (Forjado 3)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	6	Nº de redondos	4
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 24 mm			

Vigas de no carga largas de anchura 40 cm (Forjado 3)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	4	Nº de redondos	3
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 19 mm			

Vigas de no carga cortas (1) de anchura 40 cm (Forjado 3)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	3	Nº de redondos	2
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 19 mm			

Vigas de no carga cortas (2) de anchura 40 cm (Forjado 3)			
Armadura superior		Armadura inferior	
Nº de redondos	4	Nº de redondos	3
Diámetro (mm)	25	Diámetro (mm)	25
C.D.G = 23 mm			

5.1.3. Forjados

Para incluir los forjados en el modelo se ha de comprobar si se cumple la condición de diagrama rígido, y así conseguir que todos los nodos de cada forjado tengan el mismo movimiento a lo largo del plano. Esta condición puede aplicarse siempre y cuando se cumpla que:

$$\frac{B}{h} < 4$$

Donde:

- B : Largo del edificio en metros.
- h : Ancho del edificio en metros.

Por tanto, al tener todos los forjados las mismas dimensiones:

$$\frac{B}{h} = \frac{21.53 \text{ m}}{20.19 \text{ m}} = 1.066 < 4$$

Se puede ver que se cumple la condición de diafragma rígido para todos los forjados de la estructura, por tanto, se calcula la posición de los centros de gravedad de cada planta y se designan como nodos “maestros”.

En el edificio de estudio, al contar con 3 plantas, hay 3 nodos “maestros”.

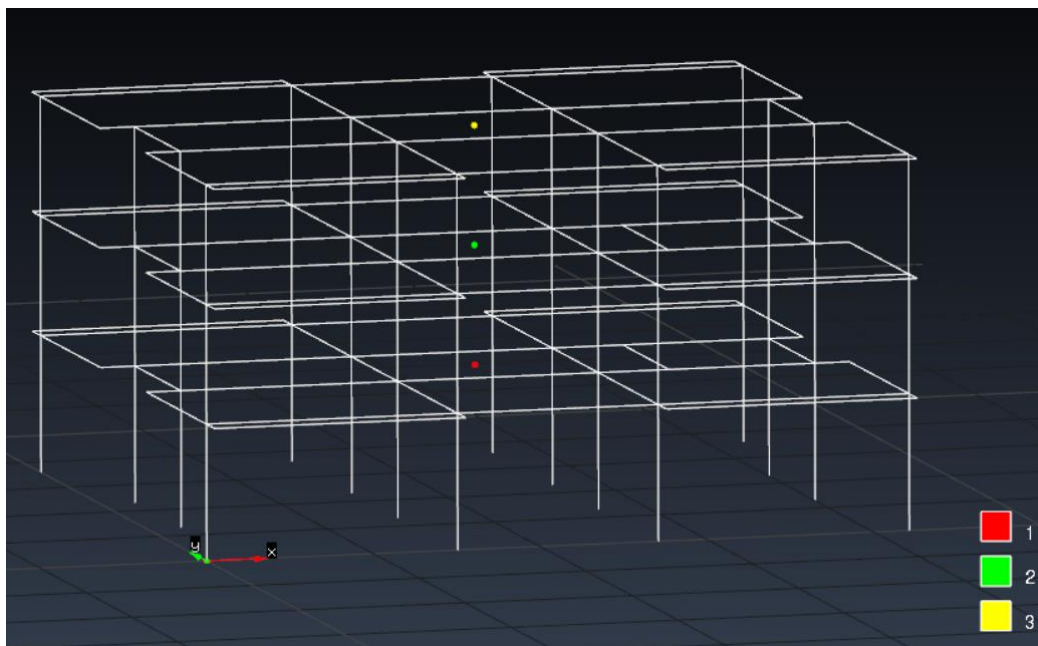


Figura 37. Identificación de los nodos maestros de cada forjado de la estructura. Rojo: Forjado de planta primera. Verde: Forjado de planta segunda. Amarillo: Forjado de cubierta. (Fuente: GiD)

A partir de ellos, se establece que el movimiento de los nodos “esclavos” restantes del forjado sea en el plano XY, es decir, horizontalmente.

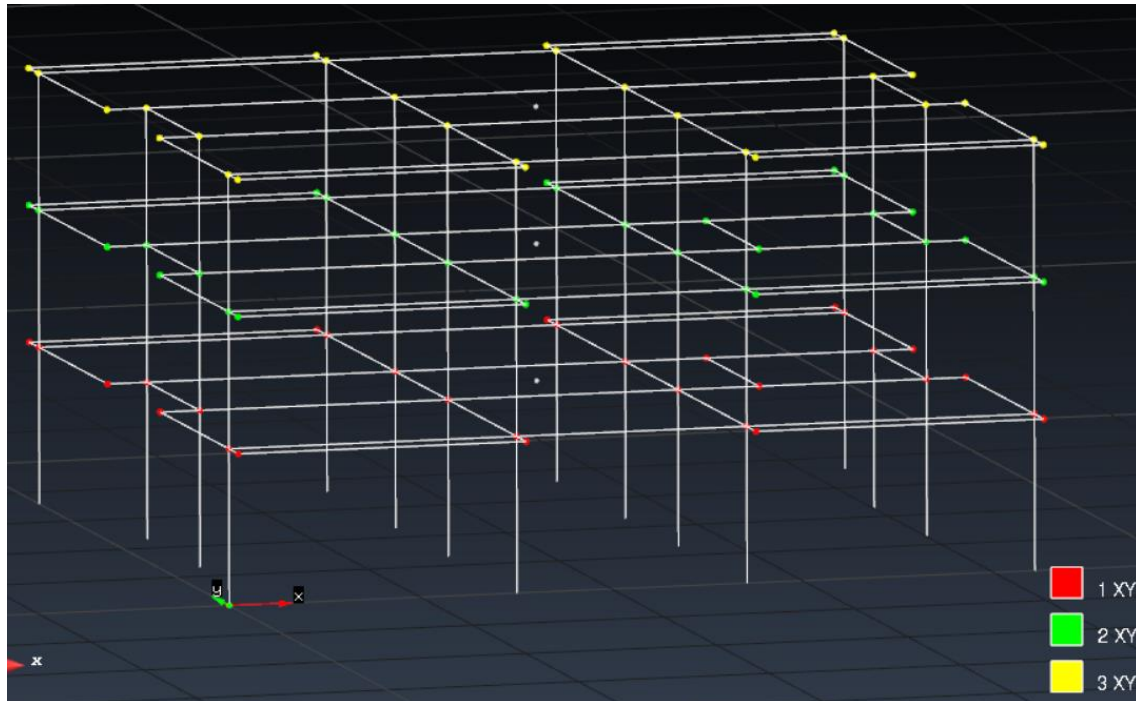


Figura 38. Identificación de los nodos esclavos de cada forjado de la estructura. Rojo: Forjado de planta primera. Verde: Forjado de planta segunda. Amarillo: Forjado de cubierta. (Fuente: GiD)

5.1.4. Matriz de masas

Para la aplicación de la carga dinámica es muy importante introducir la masa de cada forjado en el modelo (matriz de masas), ya que sin masa no habría movimiento alguno (2ª Ley de Newton: $F = m \cdot a$).

La intención ha sido la de introducir la matriz de masas en el nodo del centro de gravedad de cada forjado, pero el software de esta manera no detecta las posibles cargas que tienen los pilares exteriores cuando existe una acción lateral.

Por tanto, y para solucionar este contratiempo, mediante los listados de esfuerzos axiales en pilares que ofrece el programa Cypecad y sin perder de vista la consideración de que las cargas muertas se computan al 100 % y las sobrecargas de uso al 50 % (según la norma), se calcula la masa en cada nodo por medio de la división de los axiales por la gravedad.

En la siguiente ecuación se indica el criterio elegido:

$$Masa\ nodo = \frac{N_p + N_{SC} \cdot 0.5}{g}$$

Donde:

- N_p : axil de carga permanente en kN.
- N_{SC} : axil de sobrecarga de uso kN.
- g : aceleración de la gravedad (m/s^2).

A continuación, en la Fig. 39, se incluye un dibujo del modelo de la estructura con las masas que se han introducido en los nodos en forma de pelotas rojas:

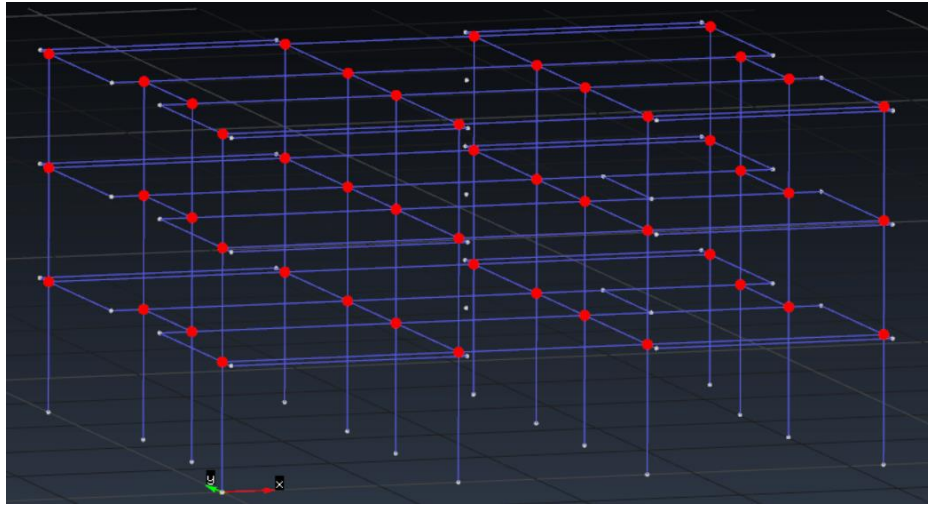


Figura 39. Modelo de la estructura donde los círculos rojos representan las masas en los nodos (Fuente: GiD).

5.1.5. Cargas gravitatorias en vigas

Es fundamental aplicar todas las cargas gravitatorias de la estructura en las vigas del modelo por el método de áreas tributarias, ya que no se consideran los forjados como se ha visto anteriormente.

- En las vigas de carga se introducen las cargas permanentes, las sobrecargas de uso afectadas por su coeficiente de afección (0.5) y la carga de cerramientos.
- Para el resto de vigas, únicamente se introduce la carga de cerramientos, en caso de disponer de ellos.

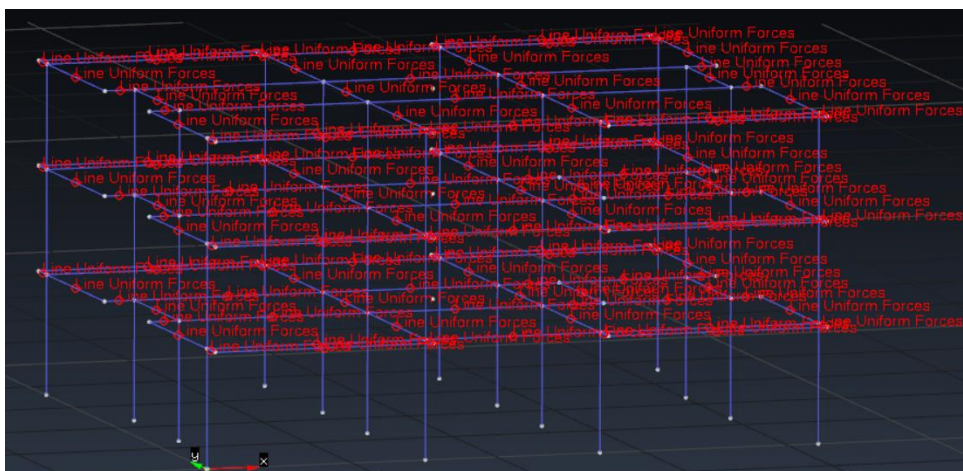


Figura 40. Modelo de la estructura donde las *Line Uniform Forces* representan las cargas lineales en las vigas (Fuente: GiD).

5.1.6. Condiciones de contorno

La única condición de contorno que se establece en el modelo consiste en el empotramiento de los pilares de planta baja con el fin de simular la cimentación de la estructura en el terreno. Se realiza mediante la restricción de sus 6 grados de libertad en el espacio:

- Desplazamiento en X.
- Desplazamiento en Y.
- Desplazamiento en Z.
- Giro en X.
- Giro en Y.
- Giro en Z.

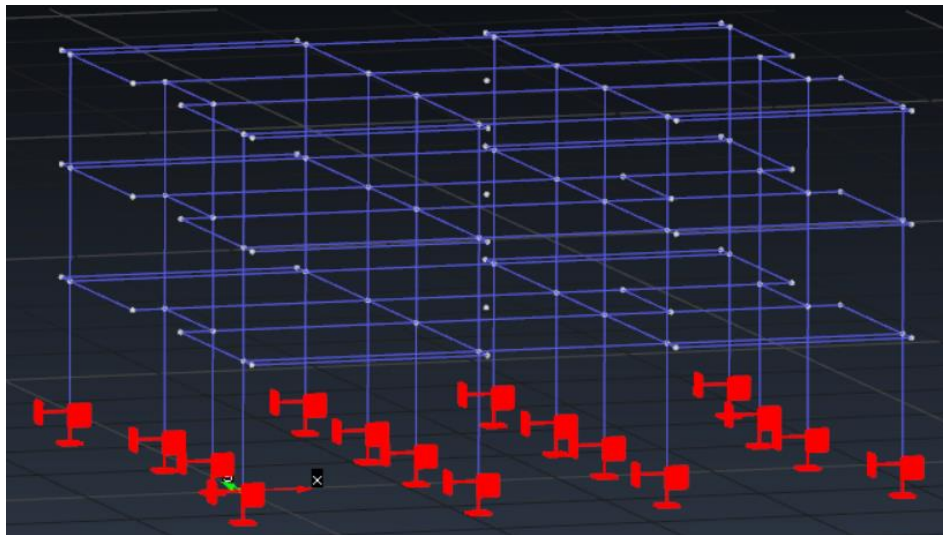


Figura 41. Modelo de la estructura donde los planos rojos representan las restricciones o empotramiento de los nodos de los pilares de planta baja. (Fuente: GiD)

5.1.7. Análisis de valores propios

El análisis de valores propios o análisis modal sirve para obtener los modos de vibración de la estructura y sus respectivos períodos de vibración (T).

Para ello, se lanza un cálculo donde se tiene en cuenta únicamente la masa de los nodos (apartado 5.1.4) y las cargas gravitatorias (5.1.5).

Es muy interesante comparar estos modos de vibración con los obtenidos en Cypecad tras haber aplicado un cálculo con la NCSE 02, para ver si existe alguna incoherencia.

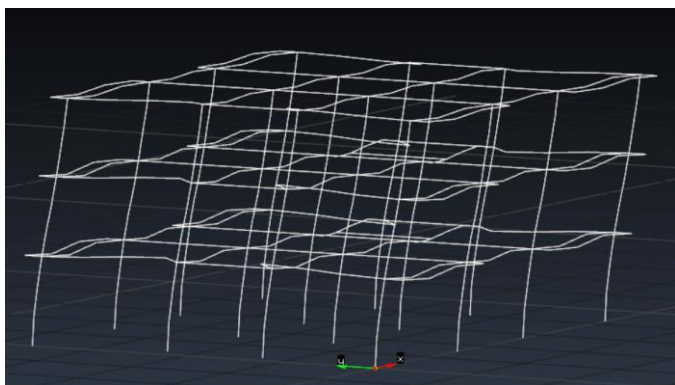
Se obtiene:

Tabla 24. Modos de vibración de la estructura mediante un análisis de valores propios (GiD).

Modo de vibración	Período (T) (GiD)	Período (T) (NCSE-02)
Modo 1	0.630 s	0.727 s
Modo 2	0.628 s	0.739 s
Modo 3	0.191 s	0.251 s
Modo 4	0.191 s	
Modo 5	0.098 s	

Como se puede ver, y con la dispersión admisible en torno al 10 %, se obtienen valores muy parecidos y razonables de los períodos de vibración de la estructura obtenidos con GiD y Cypecad para el Modo 1 (modo de vibración fundamental), Modo 2 y Modo 3, que son los que movilizan la mayor masa del edificio (90 %), por lo que se considera válido el cálculo realizado.

a) Deformación de la estructura en el eje x para el Modo de Vibración 1.



b) Deformación de la estructura en el eje y para el Modo de Vibración 2.

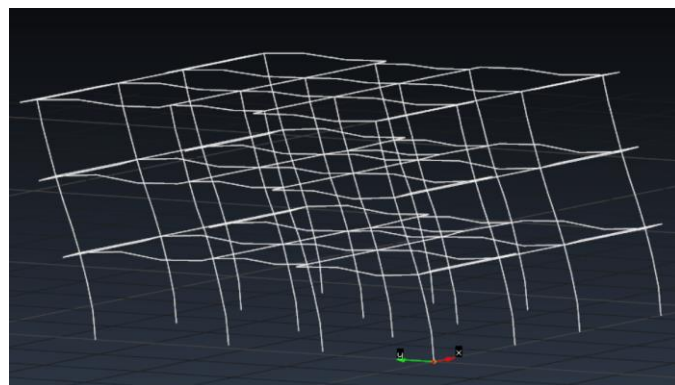


Figura 42. Deformación de la estructura para los modos de vibración 1 (a) y 2 (b). (Fuente: GiD)

5.2. Análisis de empuje incremental (Análisis *pushover*)

Existen dos tipos de análisis de empuje incremental (más conocido en la literatura internacional como *pushover*, en adelante se utilizará esta denominación): por control de fuerzas y por control de desplazamientos.

El análisis de empuje incremental que se realiza en este caso, es mediante un control de desplazamientos, en el que se somete a la estructura a un empuje lateral mediante la aplicación de fuerzas sísmicas horizontales en cada planta a la vez que se sigue un patrón de cargas, con el propósito de obtener el desplazamiento lateral que es capaz de soportar la estructura en cada dirección principal horizontal, X e Y.

Es el análisis más restrictivo, ya que somete a la estructura a su máxima capacidad resistente, por lo que es fundamental para comprobar que, prácticamente con toda seguridad, soportará cualquier terremoto.

Para ello, se utilizan dos casos de carga:

- Caso 1: cargas gravitatorias.
- Caso 2: fuerzas sísmicas laterales.

El patrón de carga de las fuerzas laterales se introduce en el caso 2, de acuerdo a una distribución triangular inversa donde la suma de las cargas de todas las plantas debe tener un valor igual a 1, es decir, hay que imponer que el cortante basal F_b (cortante de planta baja) tenga un valor de 1 kN.

$$F_b = F_1 + F_2 + F_3 = 1$$

$$F_3 > F_2 > F_1$$

Donde:

- F_3 : carga en forjado de cubierta.
- F_2 : carga en forjado de segunda planta.
- F_1 : carga en forjado de primera planta.

Para simplificar la distribución de la fuerza aplicada, se utiliza la ecuación:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i}{\sum z_i}$$

Donde:

- F_b : cortante basal de valor igual a 1 kN.
- z_i : altura por planta. (Tabla 6)

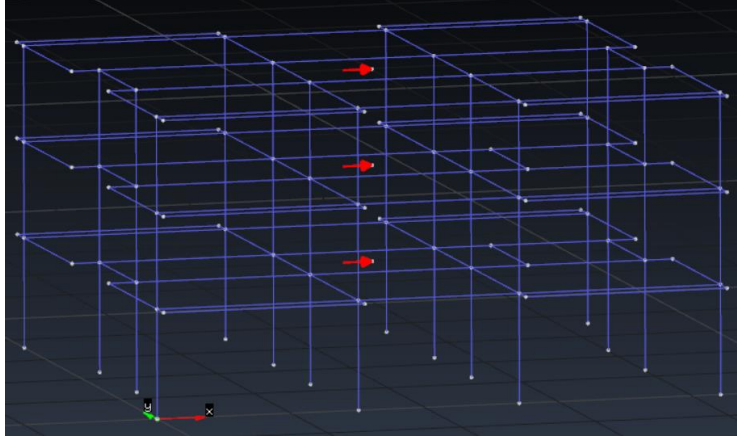
Por tanto:

$$F_1 = 1 \text{ kN} \cdot \frac{4 \text{ m}}{11 \text{ m} + 7.5 \text{ m} + 4 \text{ m}} = 0.179 \text{ kN}$$

$$F_2 = 1 \text{ kN} \cdot \frac{7.5 \text{ m}}{11 \text{ m} + 7.5 \text{ m} + 4 \text{ m}} = 0.333 \text{ kN}$$

$$F_3 = 1 \text{ kN} \cdot \frac{11 \text{ m}}{11 \text{ m} + 7.5 \text{ m} + 4 \text{ m}} = 0.487 \text{ kN}$$

a) Cargas laterales en el eje X para realizar el análisis de empuje incremental en dicha dirección.



b) Cargas laterales en el eje Y para realizar el análisis de empuje incremental en dicha dirección.

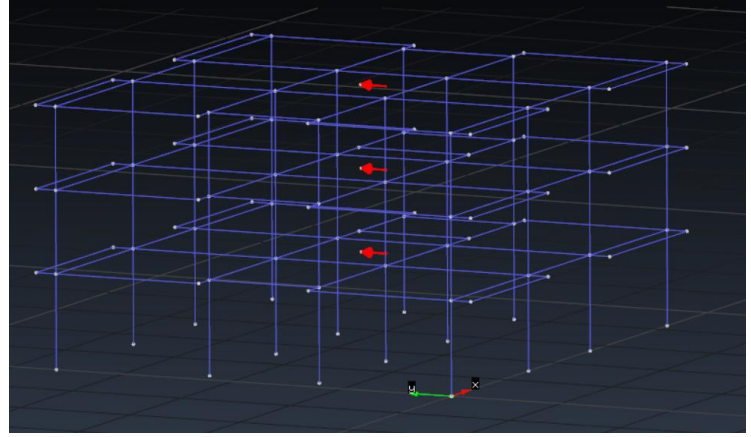


Figura 43. Modelo de la estructura donde las flechas rojas indican las cargas laterales aplicadas en dirección X (a) y en Y (b), para realizar el análisis de empuje incremental en cada dirección.

a) Empuje incremental en la dirección X



b) Empuje incremental en la dirección Y

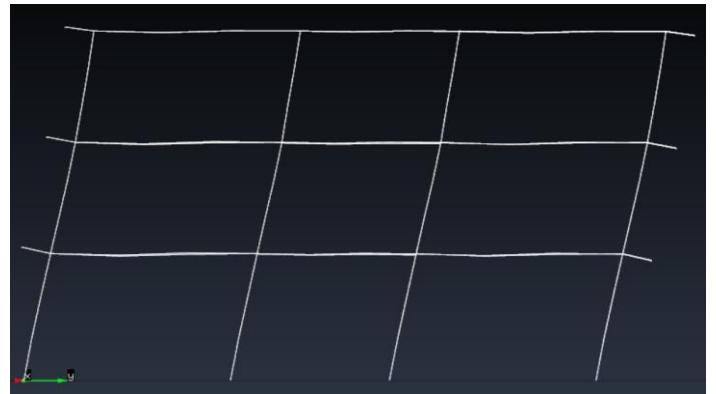


Figura 44. Deformación de la estructura para el empuje incremental en X (a) y en Y (b), (GiD).

Para el análisis *pushover* de las dos direcciones horizontales principales de la estructura, se modelan las siguientes gráficas:

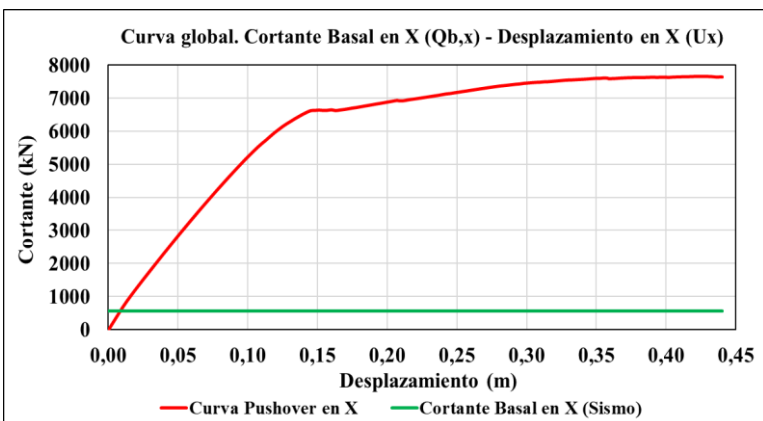
- Curva global. Cortante Basal – Desplazamiento del último forjado.
- Curva global. Cortante Basal – Interstory Drift Index (de aquí en adelante, *IDI*).
- Curva pushover. Cortante de planta – *IDI* de planta.

5.2.1.1. Curva global. Cortante Basal – Desplazamiento del último forjado

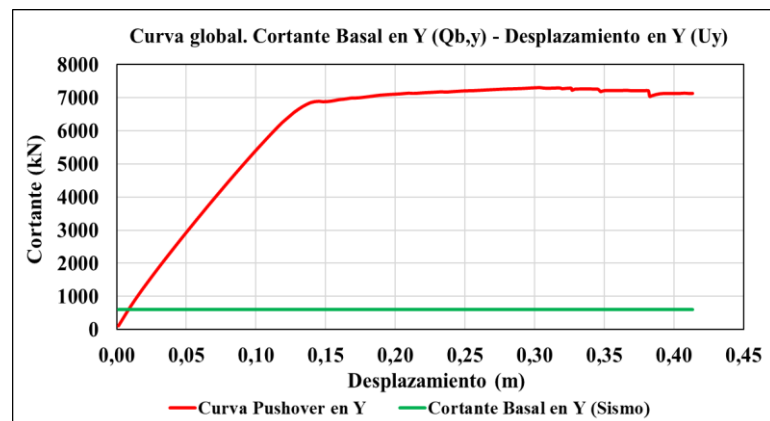
En el Gráfico 1 se representa para las direcciones X e Y, el desplazamiento del último forjado de la estructura, en función del cortante basal (cortante en la base del edificio), con el objetivo de conocer la capacidad resistente de la estructura.

Asimismo, la línea verde muestra el máximo cortante basal que se produce en la estructura cuando actúa el sismo (se verá más adelante), con unos valores en torno a 600 kN.

Dicha línea verde arroja valores muy inferiores a los cortantes basales originados por el *pushover*, lo que confirma que el análisis de empuje incremental es mucho más agresivo con la estructura que la carga sísmica.



a)



b)

Gráfico 1. Curva Global. Cortante Basal – Desplazamiento del último forjado en X (a) e Y (b).

El cortante basal máximo que se produce en la base del edificio en la dirección X es de 7638 kN, lo que se traduce en un desplazamiento máximo del forjado de cubierta de 0.44 m. En la dirección Y, este valor es de 7300 kN, mediante el cual se genera por un desplazamiento máximo del forjado de cubierta de 0.30 m.

Se puede concluir que la estructura tiene mayor capacidad resistente en la dirección X, ya que se produce el colapso de la misma con un desplazamiento mucho mayor que en la dirección Y (0.44 m y 0.30 m respectivamente), así como una ductilidad $\mu = 2$, ya que la zona elástica (de 0.00 m a 0.15 m) y la zona plástica (de 0.15 m a 0.30 m) tienen aproximadamente el mismo recorrido en las dos direcciones, aunque, en la dirección X la estructura dispone de un mayor recorrido plástico (de 0.15 m a 0.44 m) antes de llegar al colapso.

5.2.1.2. Curva global. Cortante Basal – IDI

En el Gráfico 2 se representa para las direcciones X e Y, el parámetro *Inter – Story Drift Index* (de aquí en adelante, IDI).

Dicho parámetro establece la relación entre el desplazamiento del último forjado de la estructura ($u_{x,3}$) respecto a la altura total del edificio (h_{total}) y se mide en %.

Si se compara con el cortante basal (cortante en la base del edificio), se puede llegar a conocer la capacidad resistente de la estructura, denominando “curva de capacidad” a la función que se obtiene.

El *IDI* se calcula:

Tabla 25. Cálculo del *IDI* de la estructura.

<i>IDI (Inter - Story Drift Index)</i>	
Dirección X	Dirección Y
$IDI, x \text{ (\%)} = \frac{u_{x,3}}{h_{total}}$	$IDI, y \text{ (\%)} = \frac{u_{y,3}}{h_{total}}$

Donde:

- $u_{x,3}; u_{y,3}$ = máximo desplazamiento del forjado de cubierta (dirección X e Y).
- h_{total} = altura total del edificio, 11 m.

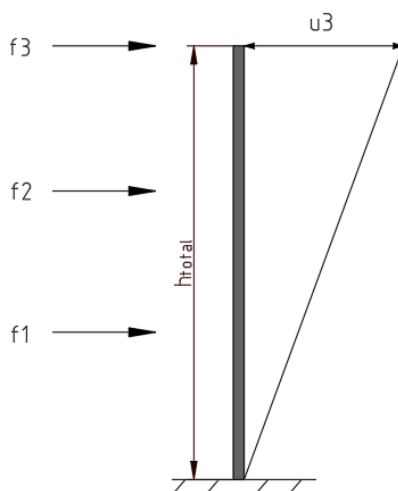
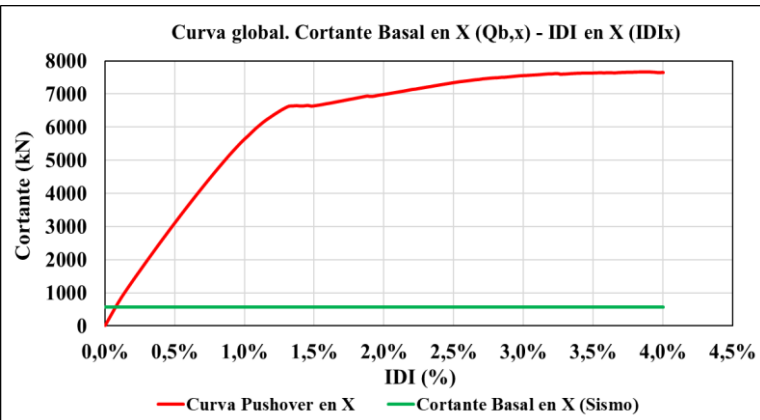


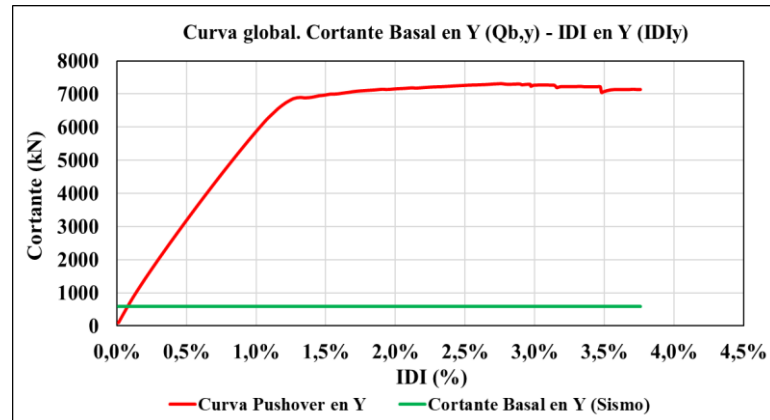
Figura 45. Representación gráfica del IDI de la estructura.

La línea de color verde indica el máximo cortante basal que se alcanza en la estructura cuando actúa el sismo (se ve en el apartado 5.3) con unos valores de aproximadamente 600 kN.

Se ve que es un valor muy inferior a los cortantes basales originados por el análisis *pushover*, lo que sirve para afirmar que el análisis de empuje incremental es mucho más agresivo sobre la estructura que el sismo.



a)



b)

Gráfico 2. Curva Global. Cortante Basal – IDI en X (a) e Y (b).

En la dirección X, mediante el cortante basal máximo que soporta la estructura, se alcanza un IDI del 4.00 %, mientras que en la dirección Y es del 2.73 %.

Finalmente, la estructura comienza a plastificar en las dos direcciones cuando se supera un IDI del 1.32 %, llegando a valores del 4.00 % en X y 2.73 % en Y, momento en el que se produce el colapso de la estructura, respectivamente.

5.2.1.3. Curva de capacidad o curva *pushover*. Cortante de planta – IDI de planta

El gráfico 3 dispone de la “Curva de capacidad o curva *pushover*” de cada planta del edificio en las direcciones X e Y.

En este caso, el IDI se refiere a la relación entre el desplazamiento relativo entre plantas (δ_i) normalizado por la altura entre las mismas (h_i).

Si se compara con los cortantes de planta (Q_i), se puede llegar a conocer la capacidad resistente de la mismas.

Tabla 26. Cálculo del *IDI* relativo por planta de la estructura.

IDI relativo por planta de la estructura	
Dirección X	Dirección Y
$IDI_{x,3} (\%) = \frac{\delta_{x,3}}{h_3 - h_2} = \frac{u_{x,3} - u_{x,2}}{h_3 - h_2}$	$IDI_{y,3} (\%) = \frac{\delta_{y,3}}{h_3 - h_2} = \frac{u_{y,3} - u_{y,2}}{h_3 - h_2}$
$IDI_{x,2} (\%) = \frac{\delta_{x,2}}{h_2 - h_1} = \frac{u_{x,2} - u_{x,1}}{h_2 - h_1}$	$IDI_{y,2} (\%) = \frac{\delta_{y,2}}{h_2 - h_1} = \frac{u_{y,2} - u_{y,1}}{h_2 - h_1}$
$IDI_{x,1} (\%) = \frac{\delta_{x,1}}{h_1} = \frac{u_{x,1}}{h_1}$	$IDI_{y,1} (\%) = \frac{\delta_{y,1}}{h_1} = \frac{u_{y,1}}{h_1}$

Donde:

- δ_i : desplazamiento de planta i.
- h_i : altura de planta i.
- u_i : desplazamiento de planta i.

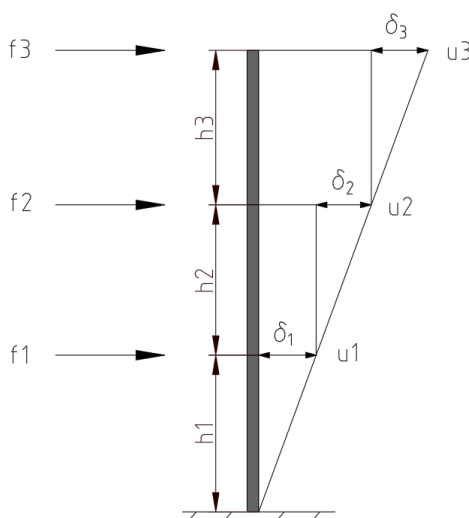
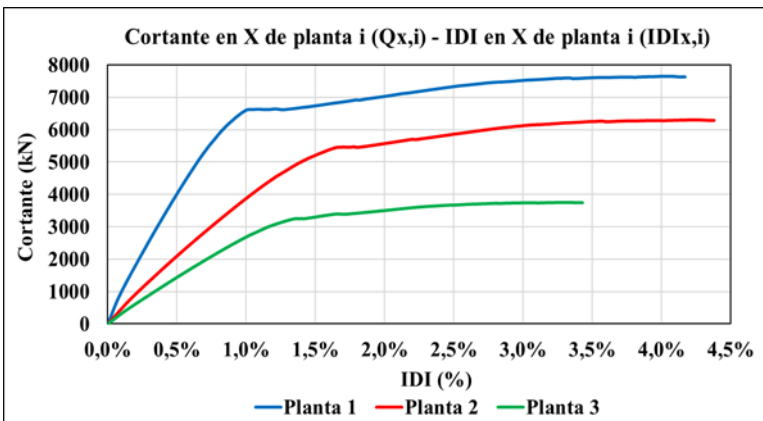
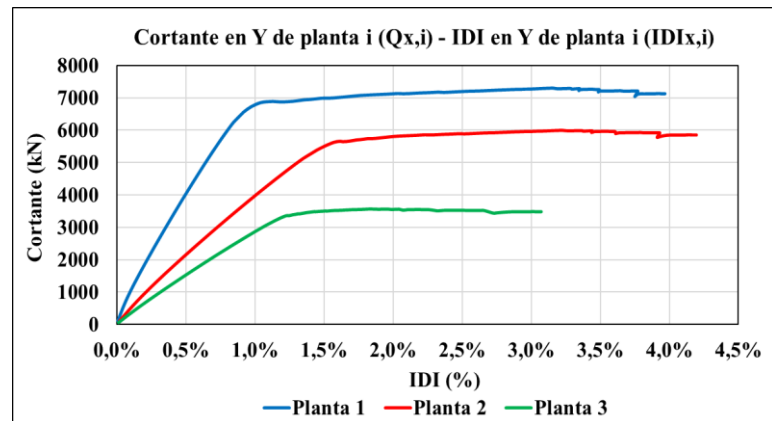


Figura 46. Representación gráfica del desplazamiento relativo entre plantas (δ_i), desplazamiento de planta (u_i), altura de planta (h_i) y la fuerza lateral por planta (f_i).



a)



b)

Gráfico 3. Curva *pushover* o curva de capacidad. Cortante de planta – IDI de planta en X (a) e Y (b).

La conclusión que se obtiene es que la planta 3 presenta más de debilidad que las otras dos inferiores, ya que para cortantes menores, del orden de 3800 kN, se alcanzan valores máximos de IDI en torno al 3.5 %.

Para lograr ese valor en las plantas inferiores, se han de someter a cortantes mucho mayores, en torno a 6200 kN en la planta 2 y 7600 kN en la planta 3.

5.3. Análisis dinámico de la carga sísmica

La carga sísmica es el último caso de carga que actúa sobre la estructura siendo un caso de carga fundamental en el desarrollo de este TFG. Para la obtención de los datos sísmicos, ha sido fundamental la ayuda del tutor D. Jesús Donaire Ávila, ya que ha facilitado los acelerogramas de los 5 terremotos de mayor importancia que tuvieron lugar en la serie sísmica que se produjo en enero de 2021 en Santa Fé (Granada).

Los acelerogramas incorporan los datos de aceleraciones respecto al tiempo de duración del terremoto. El problema es que vienen referenciados en la orientación de los ejes este – oeste (E – W), por lo que es necesario adaptarlos a la orientación de la fachada principal del edificio para realizar el cálculo de manera correcta.

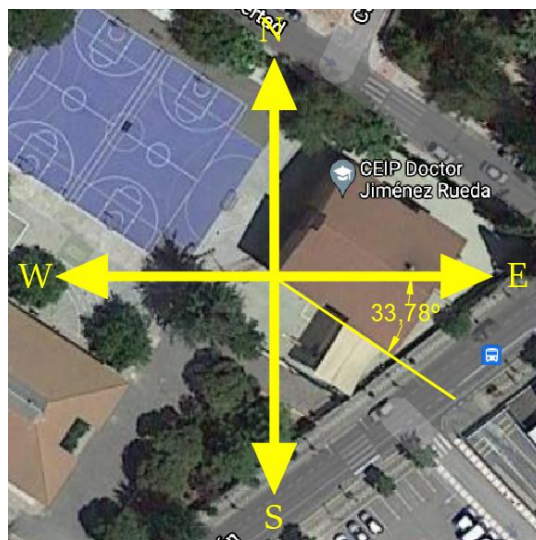


Figura 47. Ángulo sexagesimal de la fachada principal del edificio respecto al eje este – oeste (E – W).

Como se puede ver en la Fig. 47, la orientación de la fachada principal del edificio (línea amarilla) tiene una orientación de -33.78° respecto a los ejes E – W.

La rotación de los acelerogramas se ha realizado con el software Matlab, en la que una función creada por D. Jesús Donaire Ávila consigue rotar los acelerogramas el ángulo necesario, en este caso -33.78° .

A continuación, se ven los acelerogramas de los 5 terremotos de la serie concatenados para cada una de las 3 direcciones del espacio X, Y y Z (vertical):

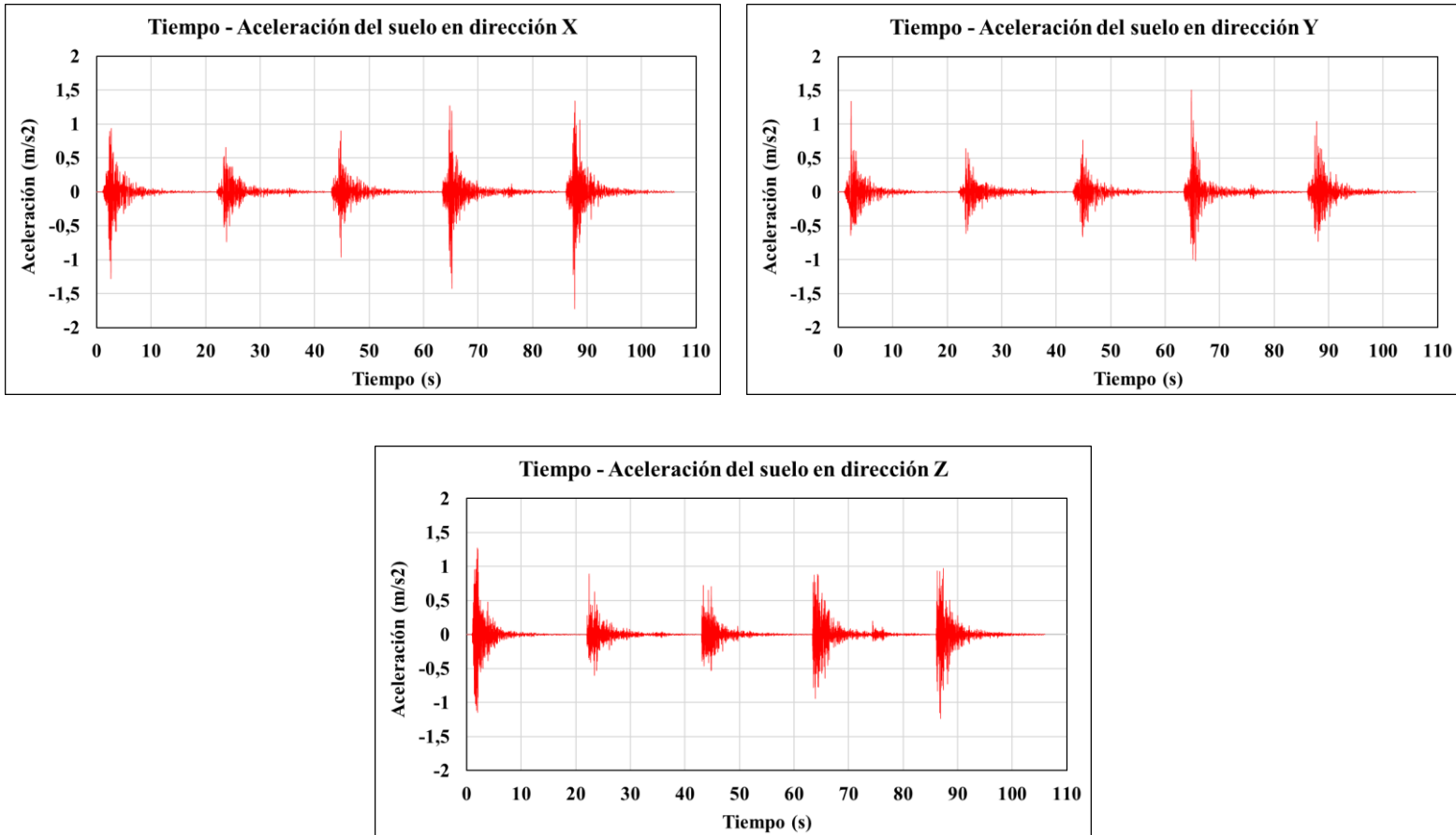


Gráfico 4. Acelerogramas del terremoto rotados en las 3 direcciones del espacio X, Y y Z.

Mediante el Gráfico 4 se analizan los 5 terremotos más importantes que tuvieron lugar en enero de 2021 en Santa Fé (Granada). En los acelerogramas se disponen concatenados, rotados y distribuidos a lo largo de 106 segundos de duración para facilitar el cálculo dinámico, aunque en la realidad cada uno se produjo en momentos distintos.

Los que provocan una mayor aceleración del suelo son:

- El 1^{er} terremoto, que comienza aproximadamente a los 2 segundos, y presenta unos picos de 1.280 m/s^2 (0.130 g) en las 3 direcciones X, Y y Z.
- El 4^o terremoto, que comienza aproximadamente a los 63 segundos, y presenta unos picos de 1.425 m/s^2 (0.145 g) en la dirección X.
- El 5^o terremoto, que comienza aproximadamente a los 85 segundos, y presenta unos picos de 1.724 m/s^2 (0.176 g) en la dirección X.

5.3.1. Matriz de amortiguamiento de Rayleigh

El *Damping Rayleigh* o amortiguamiento de Rayleigh es uno de los procedimientos clásicos para construir la matriz de amortiguamiento de una estructura a partir de relaciones modales de amortiguamiento y realizar un análisis sísmico de la manera lo más cercana a la realidad posible.

La matriz de amortiguamiento de Rayleigh $[C]$ se calcula como:

$$[C] = a_0 \cdot [M] + a_1 \cdot [K]$$

Donde:

- $[M]$: matriz de masas.
- $[K]$: matriz de rigidez.
- a_0 (cte): coeficiente de amortiguamiento proporcional a la masa.
- a_1 (cte): coeficiente de amortiguamiento proporcional a la rigidez.

Los coeficientes a_0 y a_1 se pueden determinar a partir de las siguientes ecuaciones:

$$a_0 = \xi \cdot \frac{2 \cdot \omega_i \cdot \omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$

$$a_1 = \xi \cdot \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

Donde:

- ξ : coeficiente de amortiguamiento de la estructura.
- ω : frecuencias de los modos de vibración fundamental y el que moviliza un 90% de la masa total del edificio.

La frecuencia ω de los modos de vibración de la estructura se calculan con la fórmula:

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

Donde:

- T : Período del modo de vibración en segundos (s).

El amortiguamiento de la estructura va a quedar concentrado en el intervalo de frecuencias marcado por ω_1 (fundamental) y ω_3 ya que ahí se encuentra el 90 % de la masa movilizada del edificio (Fig. 48).

De otra forma, los modos de vibración que no están dentro de dicho intervalo, se encuentran por encima de la curva y por tanto van a tener un coeficiente de amortiguamiento superior, por lo que se descartan.

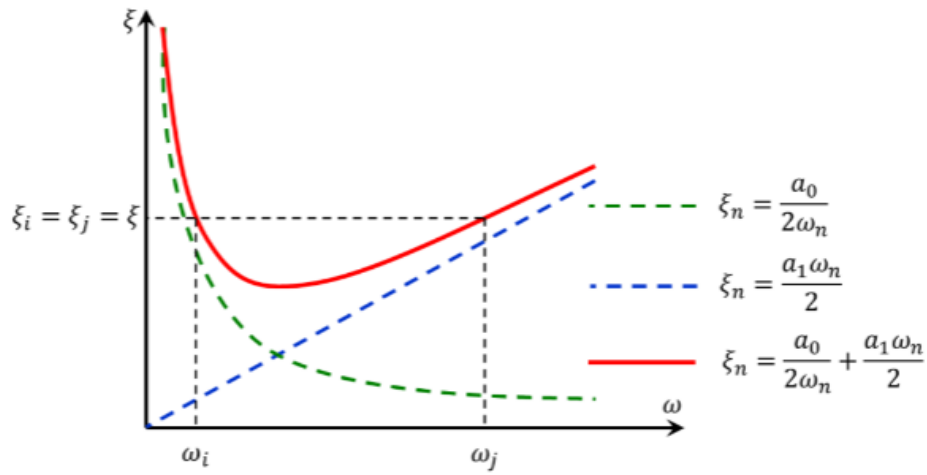


Figura 48. Variación de la fracción de amortiguamiento modal con la frecuencia. (Fuente: Chopra, 2011)

Por tanto, para los modos de vibración de la estructura 1 y 3:

$$\omega_1 = \frac{2\pi}{T_1} = \frac{2\pi}{0.63 \text{ s}} = 9.973 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\omega_2 = \frac{1}{T_3} = \frac{2\pi}{0.191 \text{ s}} = 32.896 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Si se considera un coeficiente de amortiguamiento $\xi = 5\%$, valor razonable para las estructuras de hormigón armado y que se ha obtenido en base a múltiples ensayos experimentales, los coeficientes resultan:

$$a_0 = 0.05 \cdot \frac{2 \cdot 9.973 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \cdot 32.896 \frac{\text{rad}}{\text{s}}}{9.973 \frac{\text{rad}}{\text{s}} + 32.896 \frac{\text{rad}}{\text{s}}} = 0.765 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$a_1 = 0.05 \cdot \frac{2}{9.973 \frac{\text{rad}}{\text{s}} + 32.896 \frac{\text{rad}}{\text{s}}} = 0.00233 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Finalmente, la ecuación de la matriz de amortiguamiento de la estructura considerando un coeficiente de amortiguamiento del 5 % es:

$$[C] = 0.765 \cdot [M] + 0.00233 \cdot [K]$$

5.3.2. Análisis del terremoto de Santa Fé

En el cálculo dinámico, se tienen en cuenta los siguientes parámetros por recomendación del tutor:

- Sistema de ecuaciones: BandGeneral
- Solución del algoritmo: Krylov – Newton.
- Tipo de análisis: Transitorio.
- Tipo de carga: Excitación uniforme.
- Tipo de excitación: Sismo.
- Tipo de integración: Newmark.
- Criterio de convergencia: Incremento de energía.
- Tolerancia: $1 \cdot 10^{-4}$.
- Duración del sismo: 106 segundos.
- Paso: 0.01 segundos.
- Número máximo de iteraciones por paso: 200.

Una vez se obtienen los resultados, se elaboran las siguientes gráficas, para cada dirección X e Y.

- Historia de tiempo – Aceleración de planta.
- Cortante de planta – IDI.
- Historia de tiempo – Torsión de la estructura.

5.3.2.1. Historia de Tiempo – Aceleración de planta

Con este gráfico o acelerograma se pretende localizar el momento en el que se produce la máxima aceleración relativa de planta en la estructura a causa de la actuación del terremoto.

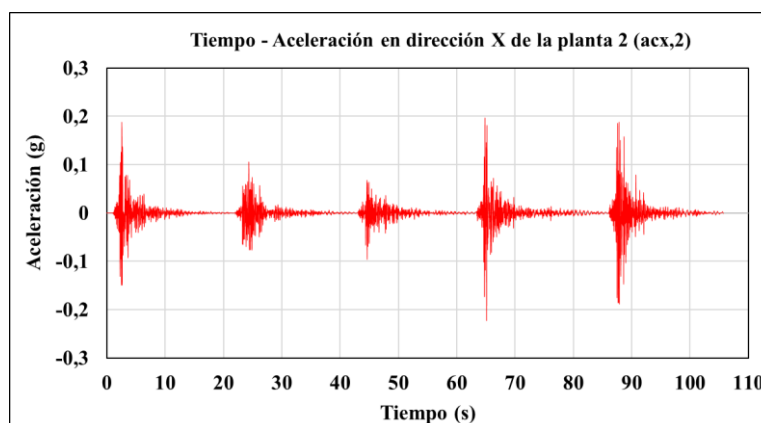


Gráfico 5. Historia de tiempo – Aceleración por planta.

La máxima aceleración relativa tiene lugar con el terremoto número 4.

Se alcanza un pico máximo de aceleración relativa de 0.22 g (2.158 m/s^2) en la dirección X del forjado de segunda planta del edificio.

5.3.2.2. Cortante de planta – IDI

En el gráfico 6 se establecen por planta y dirección los diagramas de histéresis que generan los sismos en la estructura.

Los ciclos de histéresis, representan gráficamente la tendencia de la estructura a conservar su capacidad resistente, en ausencia del sismo que la ha excitado

En ellos, se ha representado el IDI de cada planta, en función de los cortantes de cada una de ellas.

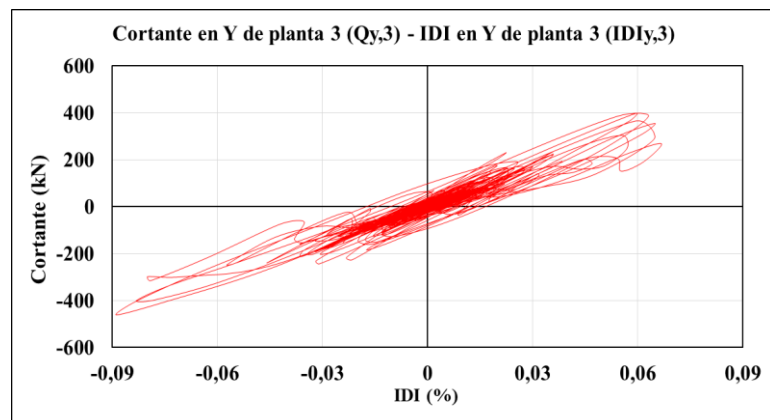
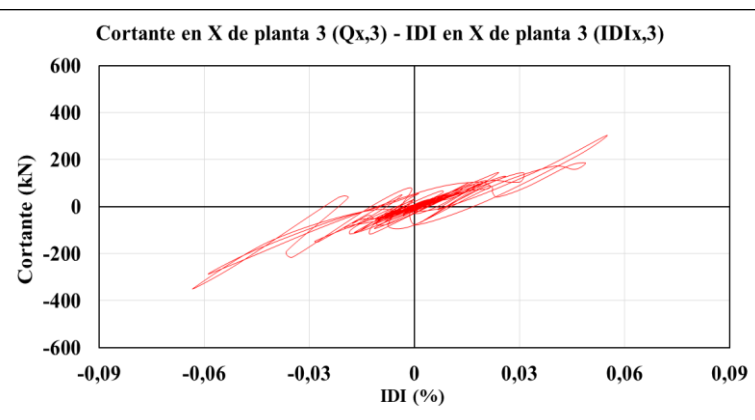
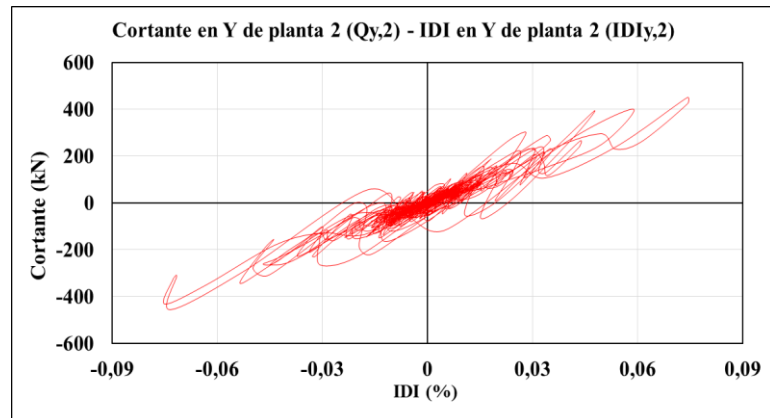
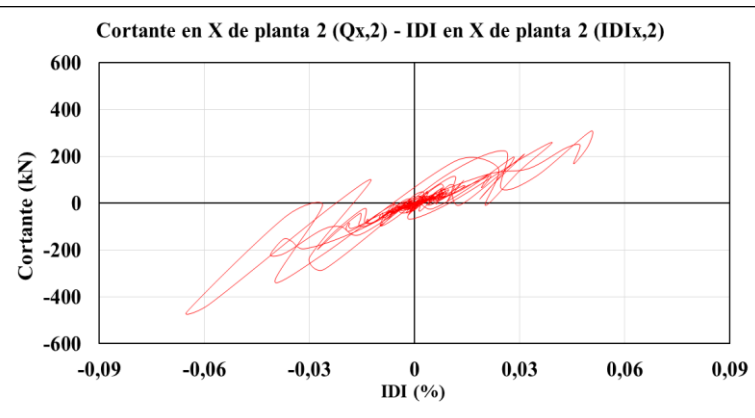
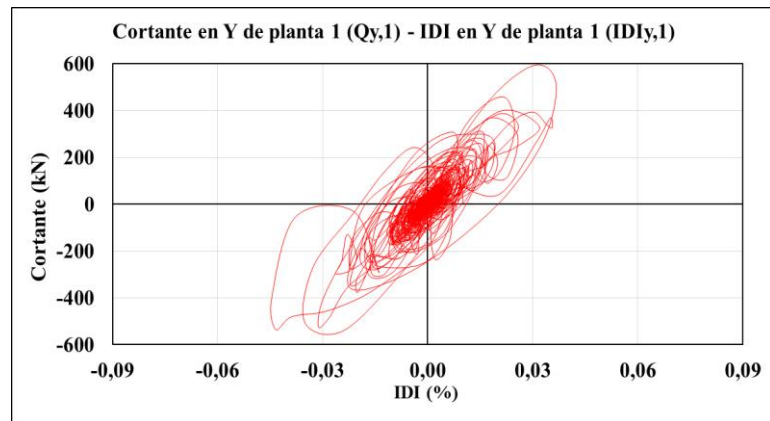
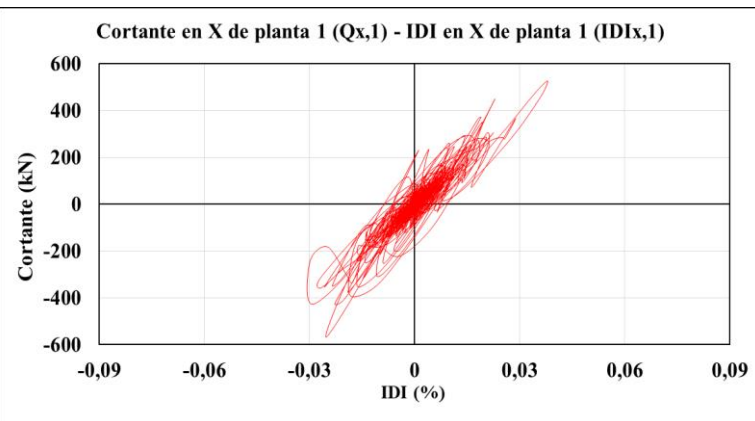


Gráfico 6. Cortante de planta – IDI relativo.

Un aspecto interesante que se puede ver en estos diagramas de histéresis, es el hecho de que la función se va aproximando al eje x de abscisas (“se tumba”) a medida que se analizan plantas cada vez superiores del edificio. Esto implica que cuanto mayor es la altura, desde el suelo, de la planta que se analice, esta presenta un IDI relativo superior con valores de cortante de planta cada vez menores.

Por tanto, en la siguiente ecuación, la altura de cada planta (h_i) es un valor constante, lo que induce a que, el desplazamiento relativo entre plantas (δ_i) debe de ser menor, por lo que se produce una aproximación al régimen plástico en las plantas superiores del edificio.

$$IDI, i (\%) = \frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}} = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i - h_{i-1}}$$

Por otro lado, los máximos valores de cortante en valor absoluto son aproximadamente de 600 kN y se producen en la primera planta, para ambas direcciones.

El comportamiento de una estructura de hormigón armado en función del IDI es:

Tabla 27. Comportamiento de una estructura de hormigón armado en función del IDI. (Fuente: Jesús Donaire Ávila)

IDI	Daño
0.5 %	Límite de fluencia. Si se supera, se produce plastificación.
≥ 2.5 %	Rotura

Por último, se comprueba gráficamente que los máximos valores de IDI relativo se presentan en el forjado de cubierta, con un pico de 0.09 % en la dirección Y, por lo que la estructura permanece en régimen elástico durante y tras la actuación del sismo, es decir, no hay daño ni fallo estructural.

5.3.2.3. Torsión de la estructura ante el terremoto

En el Gráfico 7 se representa la historia de tiempo del sismo y los giros de torsión que experimenta la estructura.

El máximo giro de la misma se produce cuando actúa el terremoto número 4, pero es un valor de giro tan pequeño, que se puede concluir con que no existe una torsión de valor relevante capaz de dañar a la estructura.

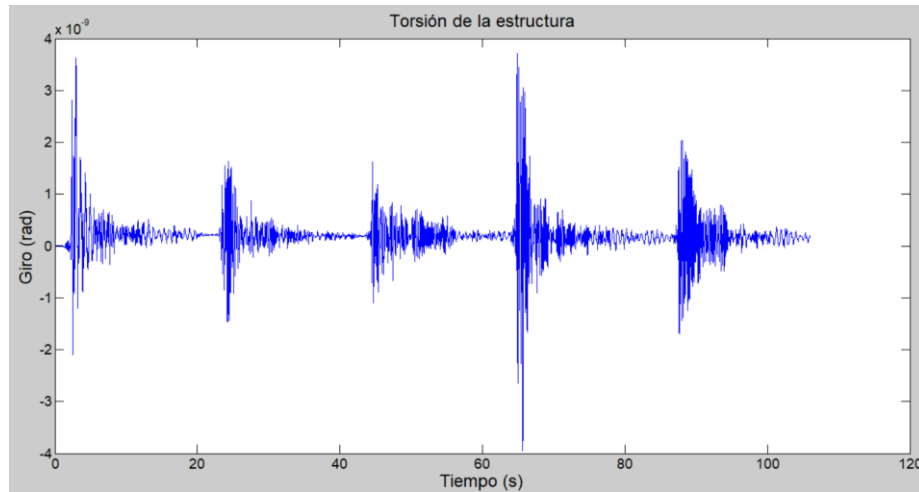


Gráfico 7. Historia de tiempo – Torsión de la estructura.

5.3.3. Análisis del terremoto de Santa Fé (Aplicación del Factor de Escala de la Norma)

Para someter a la estructura a la aceleración de cálculo a_c de la norma NCSE – 02 y realizar su análisis, esta se ha dividido por un parámetro conocido como aceleración máxima del suelo PGA (*Peak Ground Acceleration*). El resultado del cociente se denominará factor de escala (F) y se calcula para las direcciones X e Y de la estructura, ya que el valor de PGA varía en función de las mismas.

$$F = \frac{a_c}{PGA}$$

Donde:

- a_c : aceleración de cálculo del suelo
- PGA: valor máximo (absoluto) de aceleración del suelo obtenido en base a los acelerogramas del sismo.

- **Dirección X**

El valor de PGA para la dirección X es de:

$$PGA = 0.176g$$

La aceleración de cálculo a_c viene determinada por:

$$a_c = \rho \cdot S \cdot a_b$$

Siendo:

- ρ : coeficiente adimensional del riesgo, en construcciones de importancia normal, como es el caso, se adopta un valor de 1.
- S: coeficiente de amplificación del terreno. Definido por:

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1.25} \right)$$

Donde:

- C: coeficiente del terreno. Para un suelo Tipo III equivale a 1.5.
- a_b : aceleración básica, con un valor de 0.23g para Atarfe (Granada).

Por tanto:

$$S = \frac{1.6}{1.25} + 3.33 \cdot \left(1 \cdot \frac{2.2563 \frac{m}{s^2}}{9.81 \frac{m}{s^2}} - 0.1 \right) \cdot \left(1 - \frac{1.6}{1.25} \right) = 1.159$$

Finalmente:

$$a_c = \rho \cdot S \cdot a_b = 1 \cdot 1.159 \cdot 0.23g = 0.267g$$

$$F = \frac{a_c = 0.267g}{PGA = 0.176g} = 1.517$$

- **Dirección Y**

El valor de PGA para la dirección Y es de:

$$PGA = 0.154g$$

La aceleración de cálculo a_c viene determinada por:

$$a_c = \rho \cdot S \cdot a_b$$

Siendo:

- ρ : coeficiente adimensional del riesgo, en construcciones de importancia normal, como es el caso, se adopta un valor de 1.
- S : coeficiente de amplificación del terreno. Definido por:

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1.25} \right)$$

Donde:

- C : coeficiente del terreno. Para un suelo Tipo III equivale a 1.5.
- a_b : aceleración básica, con un valor de 0.23g para Atarfe (Granada).

Por tanto:

$$S = \frac{1.6}{1.25} + 3.33 \cdot \left(1 \cdot \frac{2.2563 \frac{m}{s^2}}{9.81 \frac{m}{s^2}} - 0.1 \right) \cdot \left(1 - \frac{1.6}{1.25} \right) = 1.159$$

Finalmente:

$$a_c = \rho \cdot S \cdot a_b = 1 \cdot 1.159 \cdot 0.23 \cdot g = 0.267 \cdot g$$

$$F = \frac{a_c = 0.267g}{PGA = 0.154g} = 1.734$$

- **Dirección Z**

El valor de PGA para la dirección Z es de:

$$PGA = 0.091g$$

La aceleración de cálculo a_c viene determinada por:

$$a_c = \rho \cdot S \cdot a_b$$

Siendo:

- ρ : coeficiente adimensional del riesgo, en construcciones de importancia normal, como es el caso, se adopta un valor de 1.
- S : coeficiente de amplificación del terreno. Definido por:

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1.25} \right)$$

Donde:

- C : coeficiente del terreno. Para un suelo Tipo III equivale a 1.5.
- a_b : aceleración básica, con un valor de 0.23g para Atarfe (Granada).

Por tanto:

$$S = \frac{1.6}{1.25} + 3.33 \cdot \left(1 \cdot \frac{2.2563 \frac{m}{s^2}}{9.81 \frac{m}{s^2}} - 0.1 \right) \cdot \left(1 - \frac{1.6}{1.25} \right) = 1.159$$

Finalmente:

$$a_c = \rho \cdot S \cdot a_b = 1 \cdot 1.159 \cdot 0.23 \cdot g = 0.267g$$

$$F = \frac{a_c = 0.267g}{PGA = 0.091g} = 2.934$$

Tabla 28. Factor de Escala del terremoto (F) en cada dirección X, Y y Z para alcanzar la aceleración de cálculo de la norma NCSE – 02.

Dirección	Factor de Escala (F)
X	1.517
Y	1.734
Z	2.934

5.3.3.1. Historia de Tiempo – Aceleración por planta

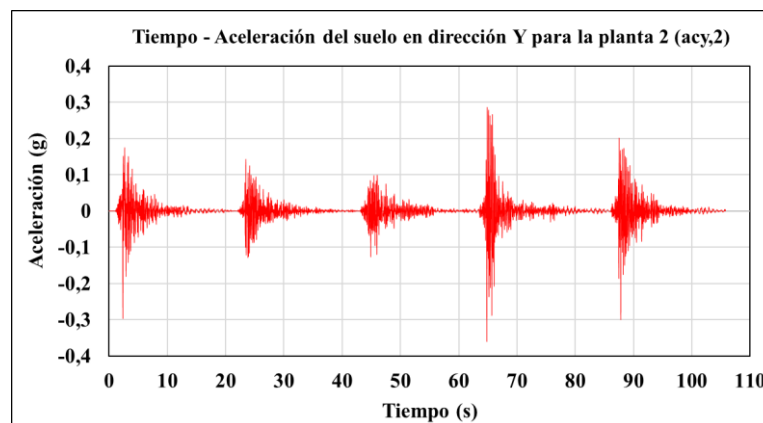


Gráfico 8. Historia de tiempo – Aceleración por planta. (F = Norma)

Con los terremotos escalados en todas las direcciones, la máxima aceleración se vuelve a producir cuando comienza el terremoto número 4.

En este caso se alcanza un pico máximo de aceleración relativa de 0.36 g (3.532 m/s²) en la dirección Y del forjado de segunda planta del edificio.

5.3.3.2. Cortante de planta – IDI

En el Gráfico 9 se disponen por planta y dirección los diagramas de histéresis que genera el terremoto escalado mediante el factor de escala calculado anteriormente para cada dirección X e Y.

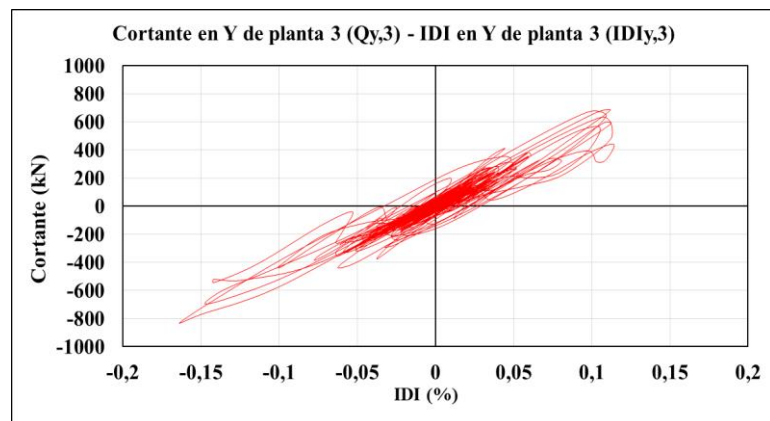
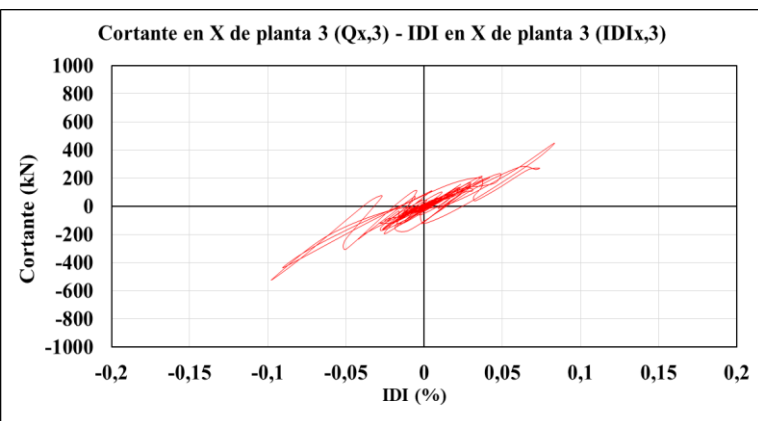
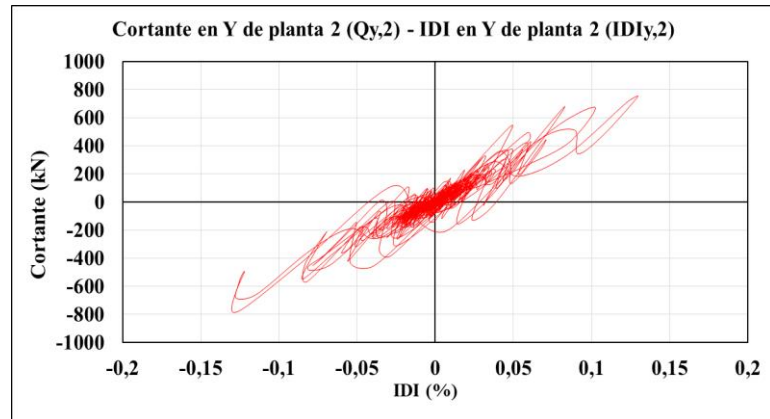
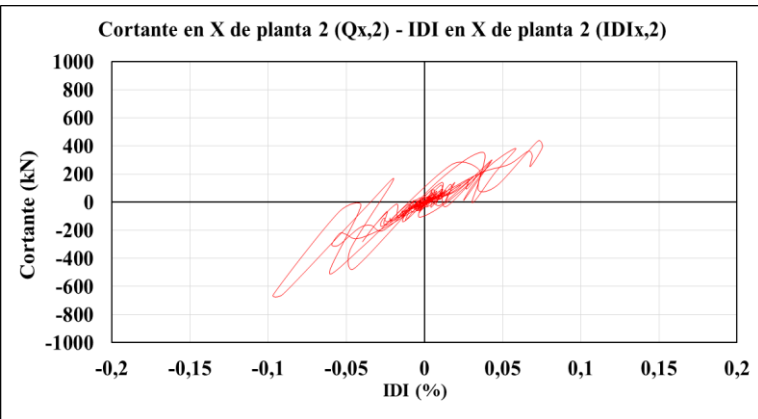
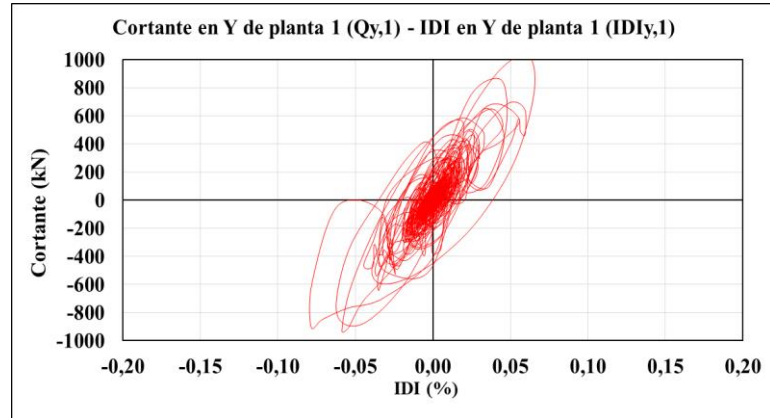
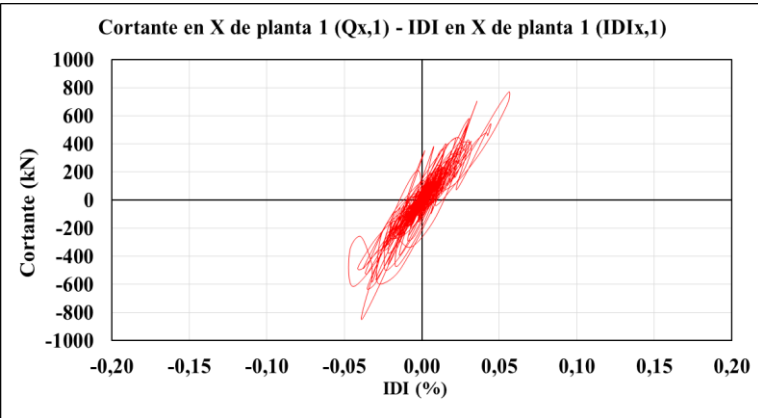


Gráfico 9. Cortante de planta – IDI. (F = Norma)

Con el sismo escalado para que se alcance la aceleración de cálculo de la norma, los máximos valores de cortante en valor absoluto aumentan hasta valores de aproximadamente 1031 kN (cortante máximo sin escalar: 600 kN), es decir, se incrementan en un 71.8% en la dirección Y para la primera planta.

En la dirección X, por lo general, los cortantes tienen valores inferiores que en la dirección Y.

Por otra parte, se comprueba gráficamente que los máximos valores de IDI relativo se alcanzan en el forjado de cubierta, con un pico de 0.16 % en la dirección Y, por lo que la estructura sigue permaneciendo en régimen elástico durante y tras la actuación del sismo a pesar de haber aplicado el factor de escala, es decir, sigue sin haber daño ni fallo estructural.

Como último apunte, se indica que las ramas de los ciclos de histéresis no son rectas, a pesar de que la estructura permanece en régimen elástico, debido a que el hormigón cuando se somete a una carga, no tiene una rama elástica inicial, sino que presenta algo de deformación; y, por otra parte, por el criterio de convergencia que se ha elegido para realizar el análisis dinámico.

5.3.3.3. Torsión de la estructura ante el terremoto

En el Gráfico 10 se puede comprobar que, con el sismo escalado, el máximo giro la estructura se produce de nuevo cuando sucede el terremoto número 4.

Vuelven aparecer giros del orden de 10^{-9} m, por tanto, se puede concluir que la torsión que experimenta la estructura cuando se escala el terremoto para que alcance la aceleración de cálculo de la norma, es irrelevante e incapaz de dañarla.

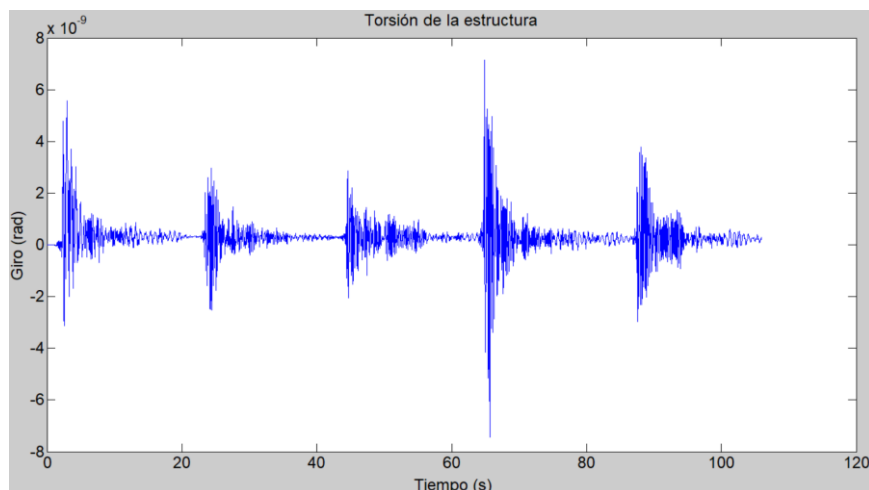


Gráfico 10. Historia de tiempo – Torsión de la estructura. (F = Norma)

5.3.4. Escalado del terremoto de Santa Fé (Granada) para alcanzar la plastificación de la estructura

El último análisis consiste en conocer el factor de escala que debería de tener el terremoto de Santa Fé para producir plastificación en la estructura, y como consecuencia, daño en la misma.

Es importante indicar que la estructura se ha dimensionado para que resista una aceleración de cálculo de 0.27 g , por tanto, se ha de observar el espectro de respuesta elástica del terremoto (Fig. 49) para calcular cuál es el valor de la aceleración absoluta del suelo necesaria para que se produzca plastificación.

Como:

$$T_1 (\text{Modo de Vibración } 1) = 0.63\text{ s}$$

$$\alpha(T_1) = 2.5$$

Por tanto:

$$a'_c(t) = a_c(t) \cdot \alpha(T_1) = 0.27\text{ g} \cdot 2.5 = 0.675\text{ g}$$

Como conclusión, hay que alcanzar una aceleración absoluta de 0.675 g para que se produzca la plastificación.

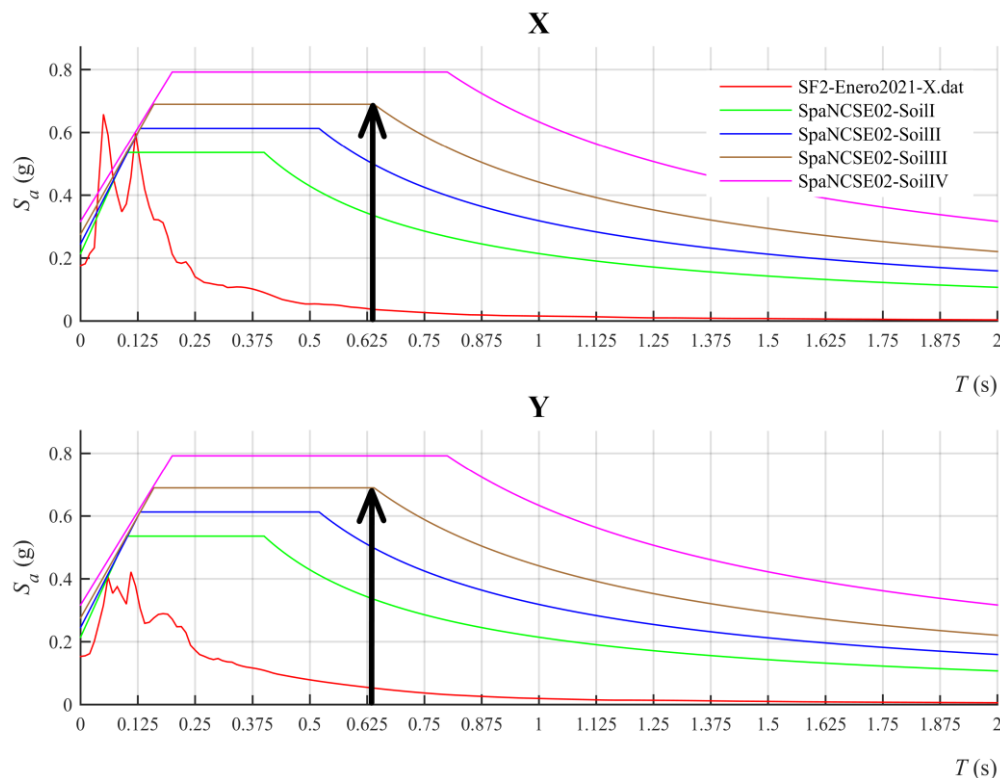


Figura 49. Espectro elástico de respuesta del terremoto unificado de Santa Fé para las direcciones horizontales principales. (Fuente: Jesús Donaire Ávila)

Los espectros elásticos del sismo unificado de Santa Fé no son válidos para establecer comparaciones de los períodos del sismo y los de la estructura, por lo que se han de rotar -33.78° y adecuarlos a las componentes N – S y E – W, tal y como se indica al principio del apartado 5.3.

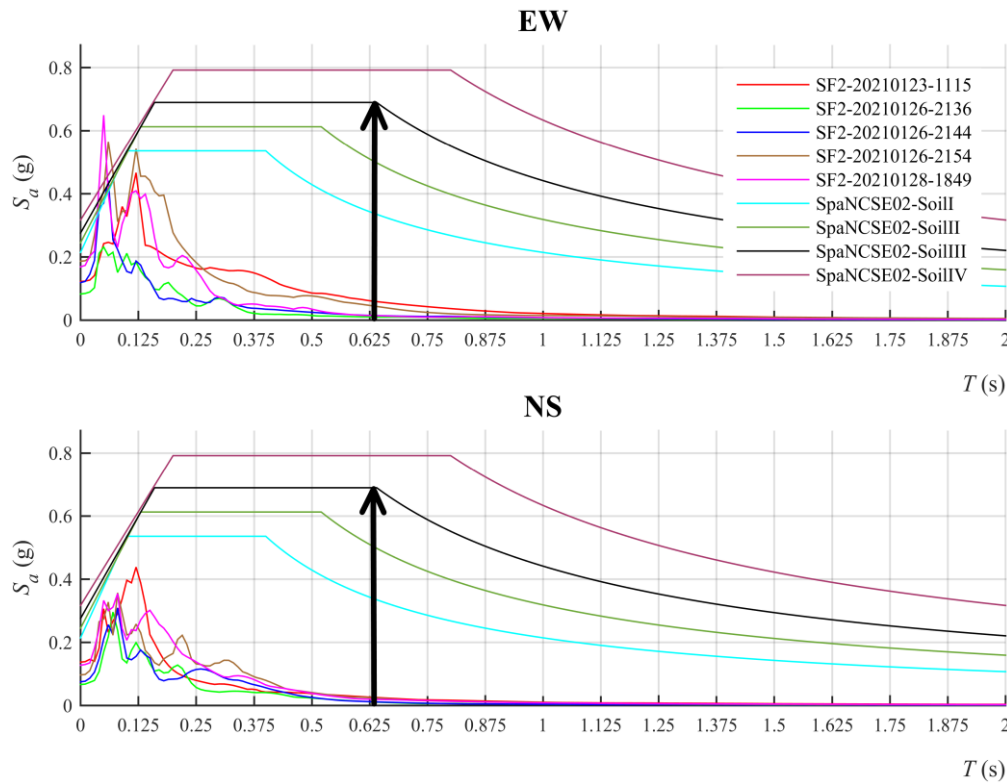


Figura 50. Espectro de señal continua de los 5 terremotos en las componentes X e Y según el giro -33.78° . (Fuente: Jesús Donaire Ávila)

En el espectro elástico de los terremotos rotados para las componentes norte – sur (N – S) y este – oeste (E – W), el período vibración fundamental de la estructura es de 0.63 s, mientras que los picos máximos de aceleración de los terremotos se encuentran en el rango de períodos de 0.00 s a 0.15 s, por lo que el sismo influye muy poco en la estructura y por ello permanece en régimen elástico.

Para superar los valores de aceleración absoluta del espectro, se aplica un factor de escala al terremoto que intensifique las aceleraciones absolutas del mismo, pero el programa GiD sólo es capaz de calcular las aceleraciones relativas de cada planta, por lo que no se pueden comparar los valores entre sí, resultando imposible calcular con exactitud el factor de escala necesario para conseguir que la estructura alcance el límite de fluencia.

Es muy importante hacer énfasis en el hecho de que las aceleraciones se habrían incrementado en caso de haber contemplado en el modelo la rigidez de los muros de fábrica y particiones como elementos resistentes a carga lateral, dado que el período fundamental de la estructura se habría reducido y en este caso según los espectros de respuesta de aceleración obtenidos de los sismos, se obtendrían mayores aceleraciones de respuesta.

6. CONCLUSIONES.

En este Trabajo Fin de Grado se ha realizado un análisis estructural, lineal y no – lineal, del Colegio de Educación Infantil y Primaria “Doctor Jiménez Rueda”, que se encuentra situado en el municipio de Atarfe (Granada), con el propósito de conocer el comportamiento sismorresistente de este edificio de tres plantas, el cual ha sido sometido a la serie sísmica que se produjo en enero de 2021 en Santa Fé (Granada).

En cuanto al análisis elástico – lineal , gracias a los planos de arquitectura del edificio, se ha podido realizar un modelo estructural de vigas, pilares y forjados en el software de cálculo elástico – lineal Cypecad, con el objetivo de obtener un diseño sismorresistente de la estructura cumpliendo la Norma Sismorresistente PDS – 1 del año 1974. Se han tenido en cuenta los cerramientos de ladrillo visto y la tabiquería de ladrillo hueco doble únicamente a partir de planta primera, tanto como cargas gravitatorias permanentes como masa permanente al 100% en el análisis frente a cargas sísmicas, para tener en cuenta la escasa presencia de cerramientos en planta baja. No se han tenido en cuenta en el modelo como elementos resistentes. Finalmente se han obtenido los cuadros de pilares y vigas con sus respectivas armaduras.

Para el análisis no – lineal, se ha creado un modelo de elementos finitos con el software de cálculo no – lineal de la Universidad de Berkeley, GiD. Para ello, se han utilizado elementos lineales con sus respectivas secciones tipo fibra para la creación de pilares y vigas; por otra parte, se ha comprobado que se cumple la condición de diafragma rígido en todos los forjados de la estructura. Los cerramientos de fábrica de ladrillo visto se han introducido como cargas uniformes permanentes en los elementos finitos tipo fibra tanto en la planta primera como en la segunda. La tabiquería de fábrica de ladrillo se ha tenido en cuenta como carga permanente distribuida en los forjados, transmitiéndose de forma tributaria a las vigas. La masa de los cerramientos y tabiquería interior se ha computado al 100% a partir de la primera planta en los nodos de conexión pilar-viga, mientras que en planta baja no se ha considerado la masa de los cerramientos a efectos dinámicos para establecer la formación de soportales.

Posteriormente, se ha procedido a la realización de un análisis de valores propios para obtener los períodos de vibración más característicos de la estructura; un análisis de empuje incremental por control de desplazamientos en las direcciones principales horizontales con el fin de determinar las curvas de capacidad de la estructura.

Por último, se ha realizado un análisis dinámico con la carga sísmica de los acelerogramas de los terremotos de la serie sísmica de enero de 2021 de Santa Fé (Granada), facilitados por el tutor D. Jesús Donaire Ávila para comprobar si se han producido daños en la misma o ha permanecido intacta ante este tipo de excitación. Para ello, se han utilizado cuatro tipos de casos. Caso 1: terremotos que se produjeron en la realidad. Caso 2: Escalado de los sismos en las 3 direcciones principales del espacio X, Y y Z hasta alcanzar la aceleración de cálculo de la actual Norma Sismorresistente NCSE – 02. Caso 3: Escalado de los terremotos en función de sus espectros elásticos de respuesta para producir la plastificación de la estructura.

Por tanto, se puede concluir que:

1. Mediante el análisis de empuje incremental, se ha detectado que la planta 3 presenta más de debilidad que las otras dos inferiores, ya que para cortantes menores, del orden de 3800 kN, se alcanzan valores máximos de IDI en torno al 3.5 %. Para lograr ese valor en las plantas inferiores, se han de someter a cortantes mucho mayores, en torno a 6200 kN en la planta 2 y 7600 kN en la planta 3. Por tanto, el análisis no-lineal ha demostrado que no siempre el cálculo lineal y elástico es efectivo para detectar este tipo de problemas.
2. Se puede considerar que la estructura se ha mantenido en general en régimen elástico para los terremotos reales a los que fueron sometidos, salvo fisuración del hormigón en vigas y pilares, según se desprende de los cálculos dinámicos no-lineales realizados con el modelo de elementos finitos.
3. La estructura también ha permanecido en régimen elástico para los terremotos escalados hasta alcanzar la aceleración de cálculo estimada en la norma NCSE-02 ($F = 1.517$, $a_g = 0.33$ g, dirección X), ($F = 1.734$, $a_g = 0.36$ g, dirección Y), considerando un suelo tipo III.
4. Finalmente, para un factor de escala a aplicar sobre los terremotos reales superior al necesario para alcanzar la aceleración de cálculo prevista en la norma, ($F = 4$, $a_g = 0.80$ g) se sigue quedando muy lejos de plastificar. Esto es debido a que los terremotos, como se puede ver en los espectros de respuesta de aceleración de los mismos, presentan sus picos máximos de aceleración en períodos con un rango de 0.00 s a 0.15 s. Como la estructura tiene un período fundamental de 0.63 s, el sismo apenas afecta a la misma.
5. La configuración de planta baja diáfana, con ausencia de masa de cerramientos y tabiquería en dicha planta, y la presencia de una masa notable a partir de la planta primera debido a la tabiquería y cerramientos de fábrica de ladrillo, no ha mostrado efectos de concentración de daño en el edificio para los terremotos utilizados en este trabajo. Asimismo, tampoco se han observado efectos de torsión importantes.
6. Los valores de cortante máximo y aceleraciones se habrían incrementado en caso de haber contemplado en el modelo los muros de fábrica y particiones como elementos resistentes a carga lateral, dado que el período fundamental de la estructura se habría reducido y en este caso según los espectros de respuesta de aceleración obtenidos de los sismos, se obtendrían mayores aceleraciones de respuesta.
7. Como consecuencia de la anterior conclusión, es muy importante resaltar que no siempre es favorable proyectar una estructura frente al sismo sin contemplar los muros de fábrica y tabiquería como elementos resistentes a carga lateral, tal y como se realiza en la actualidad.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

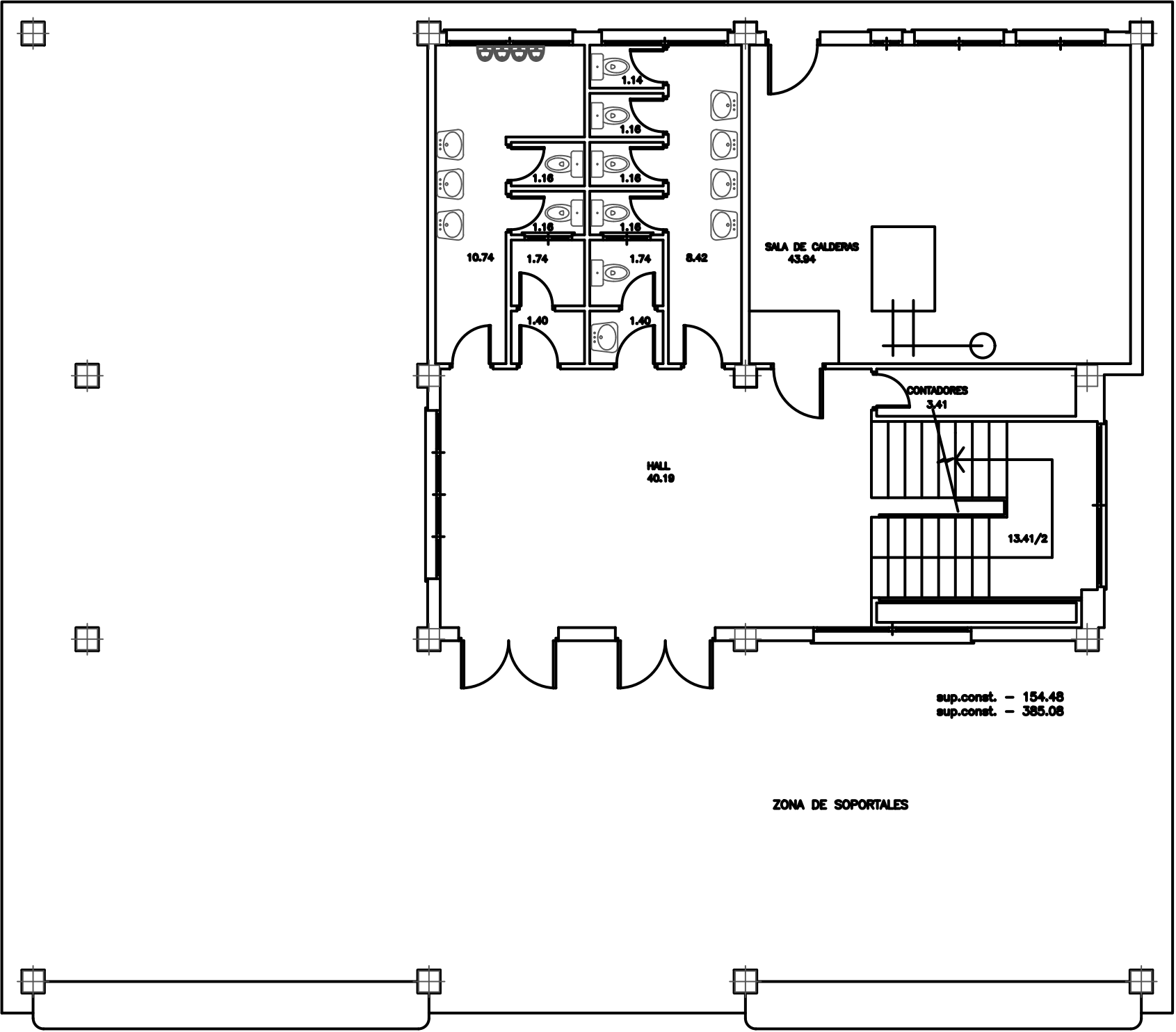
- [1] C. Sanz de Galdeano *et al.*, “Main active faults in the Granada and Guadix-Baza Basins (Betic Cordillera),” *J. Iber. Geol.*, vol. 38, no. 1, pp. 209–223, 2012.
- [2] Jesús Donaire Ávila, Apuntes de “Cálculo sismorresistente,” pp. 1–99, 2017.
- [3] Ministerio de Fomento, “Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02),” *J. Chem. Inf. Model.*, vol. 53, no. 9, pp. 1689–1699, 2013.
- [4] C. S. De Galdeano, J. A. Peláez Montilla, and C. López Casado, “Seismic potential of the main active faults in the Granada Basin (Southern Spain),” *Pure Appl. Geophys.*, vol. 160, no. 8, pp. 1537–1556, 2003.
- [5] Geos, “Sondeo Geotécnico en Atarfe,” pp. 1–9.
- [6] J. M. García Ruiz, “Los terremotos y la actividad sísmica en Granada.”
- [7] IGN, “Informe de la actividad sísmica en Atarfe-Santa Fe (Granada),” pp. 1–18, 2021.
- [8] Ministerio de Fomento, “NTE-ECV.pdf.” .
- [9] “GiD - The personal pre and post processor.”
- [10] K. Theocharis, “GiD + OpenSees Interface User Manual,” no. February, 2018.

ANEXO 1. PLANOS

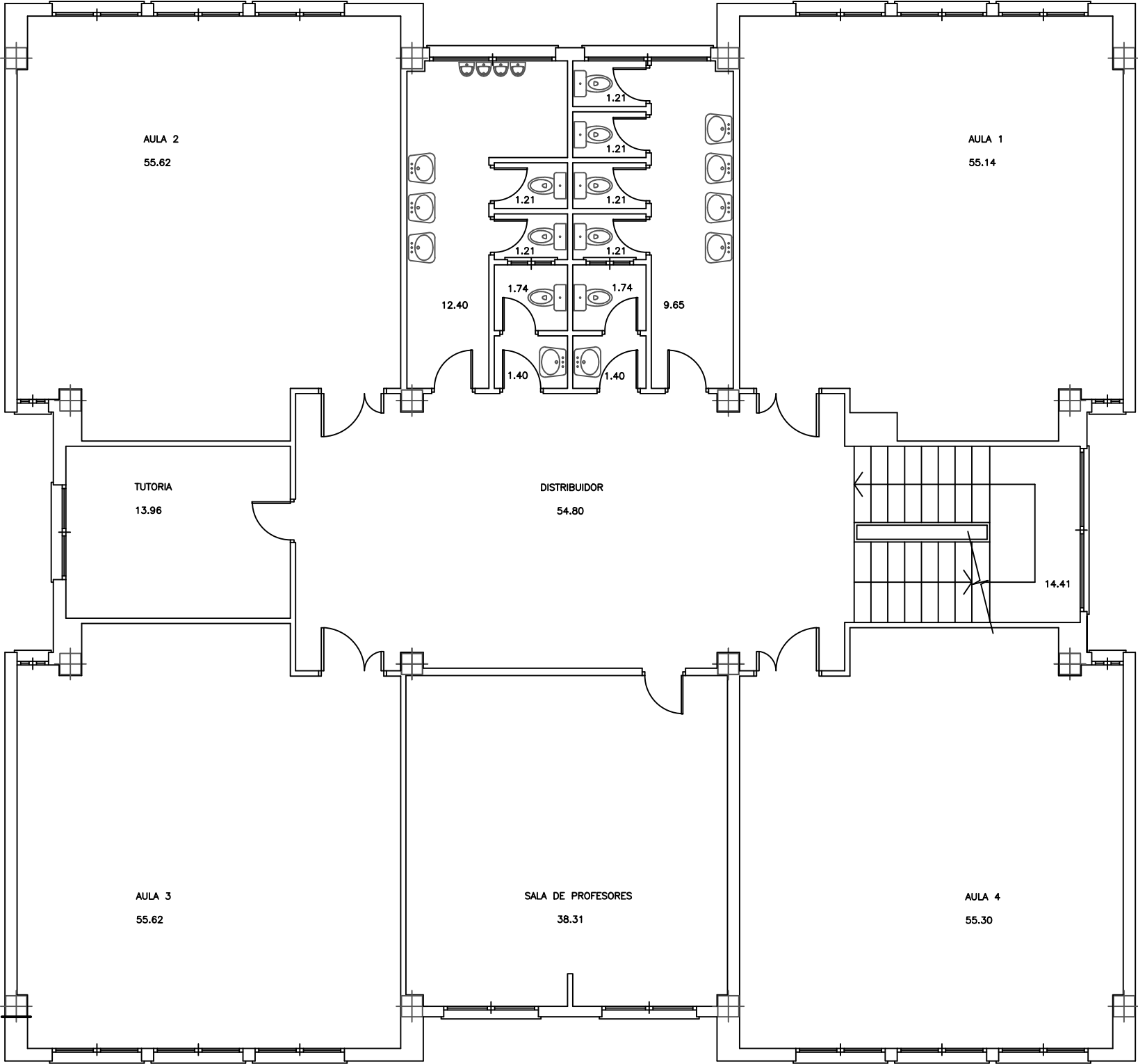
ANEXO 1.1. PLANOS DE ARQUITECTURA

ANEXO 1.2. DESPIECE DE PILARES

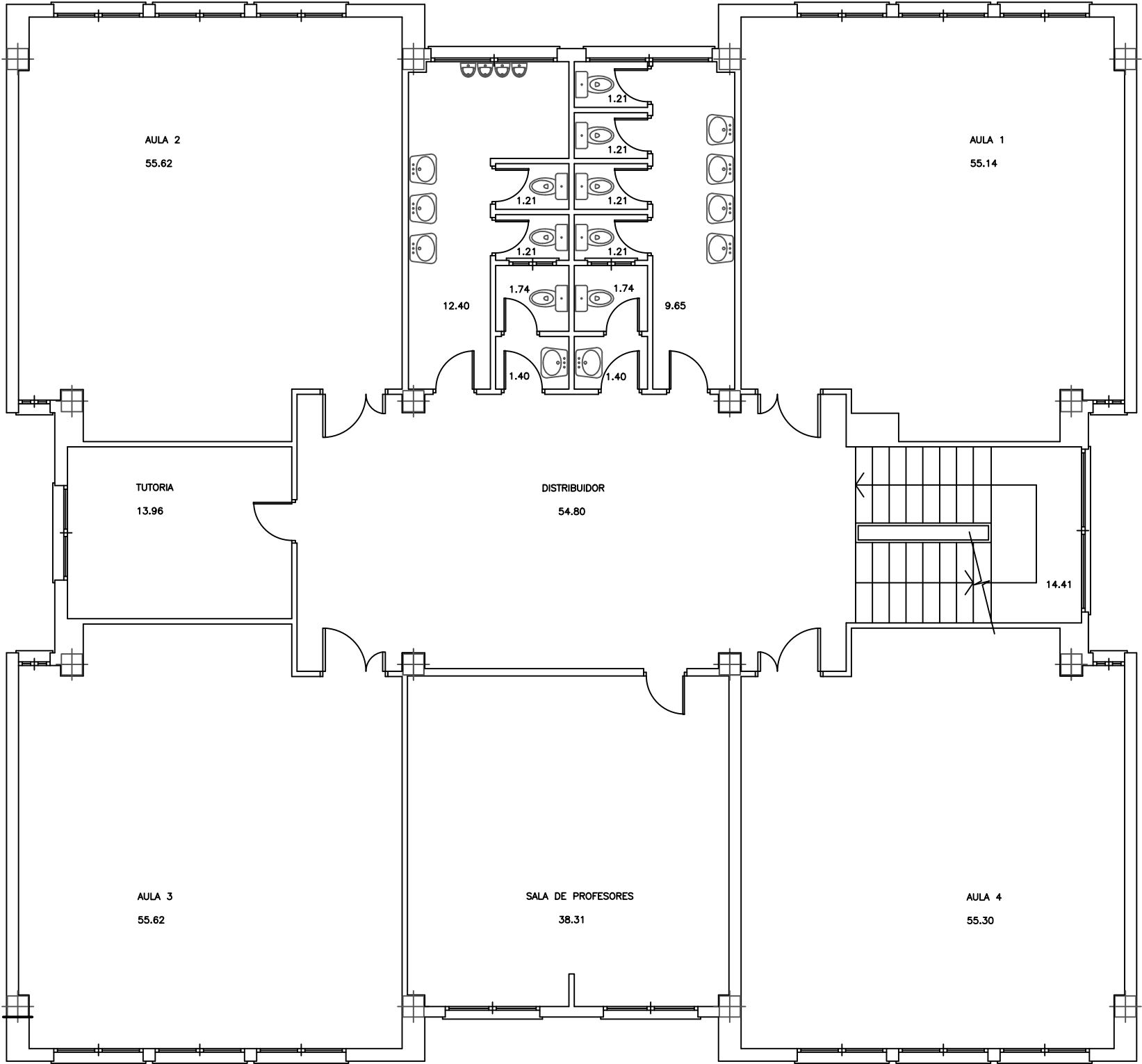
ANEXO 1.3. DESPIECE DE VIGAS



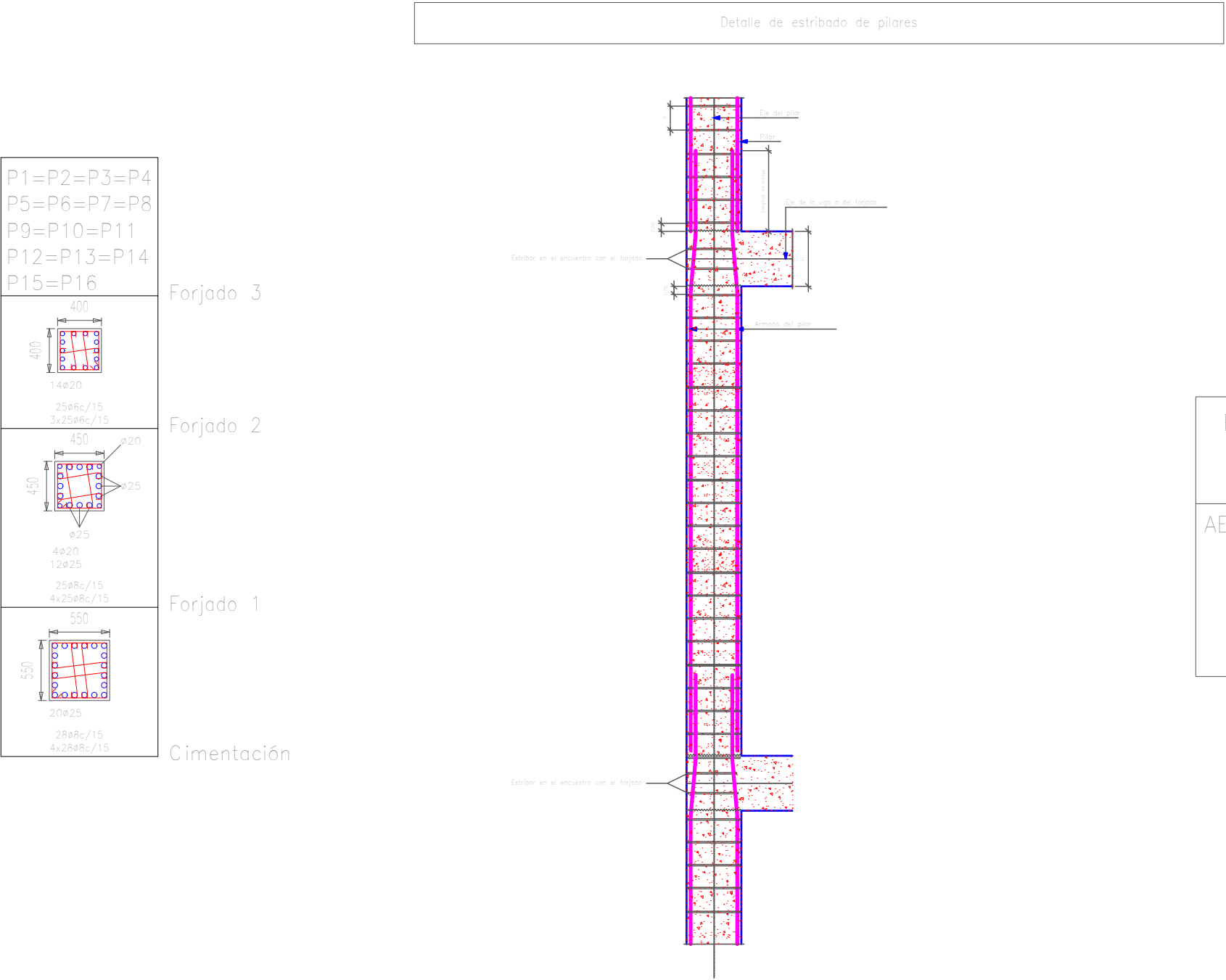
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO	19/06/21	ALEJANDRO			
		MENOR			
		MOLINA			
ESCALA: 1:100	DESIGNACIÓN				Nº PLANO 1/3
	PLANO DE ARQUITECTURA PLANTA BAJA				SUSTITUYE A:
					SUSTITUIDO POR:



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	19/06/21	ALEJANDRO		
		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:100	DESIGNACIÓN			N° PLANO
	PLANO DE ARQUITECTURA PLANTA PRIMERA			2/3
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



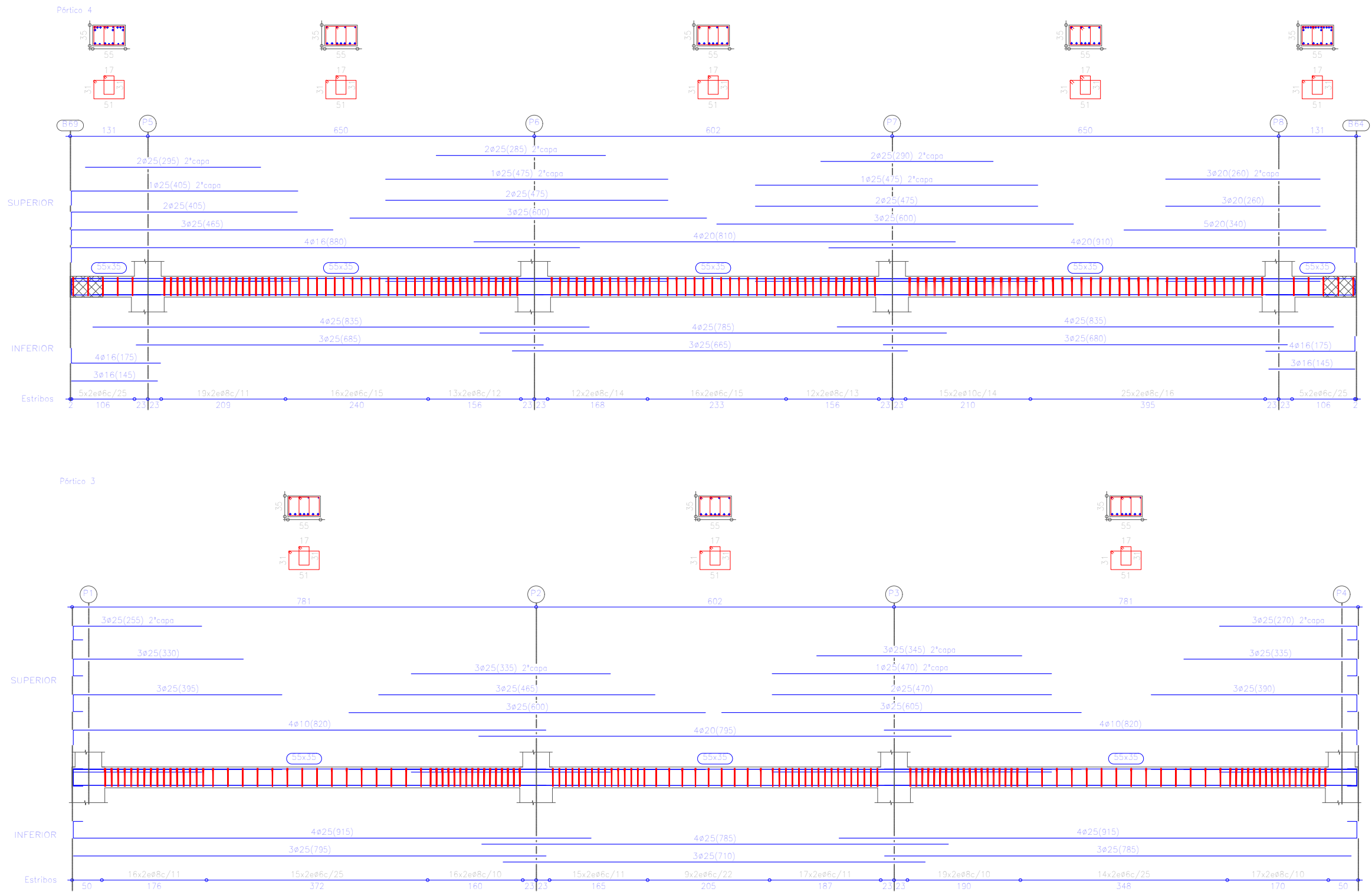
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO	19/06/21	ALEJANDRO			
		MENOR			
		MOLINA			
ESCALA: 1:100	DESIGNACIÓN				Nº PLANO 3/3
	PLANO DE ARQUITECTURA PLANTA SEGUNDA				SUSTITUYE A:
					SUSTITUIDO POR:



Resumen Acero Forjados 1 a 3 Pilares		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
AEH-500CN	Ø6	1392.0	340	
	Ø8	4319.0	1875	
	Ø20	1160.0	3147	
	Ø25	2566.4	10878	

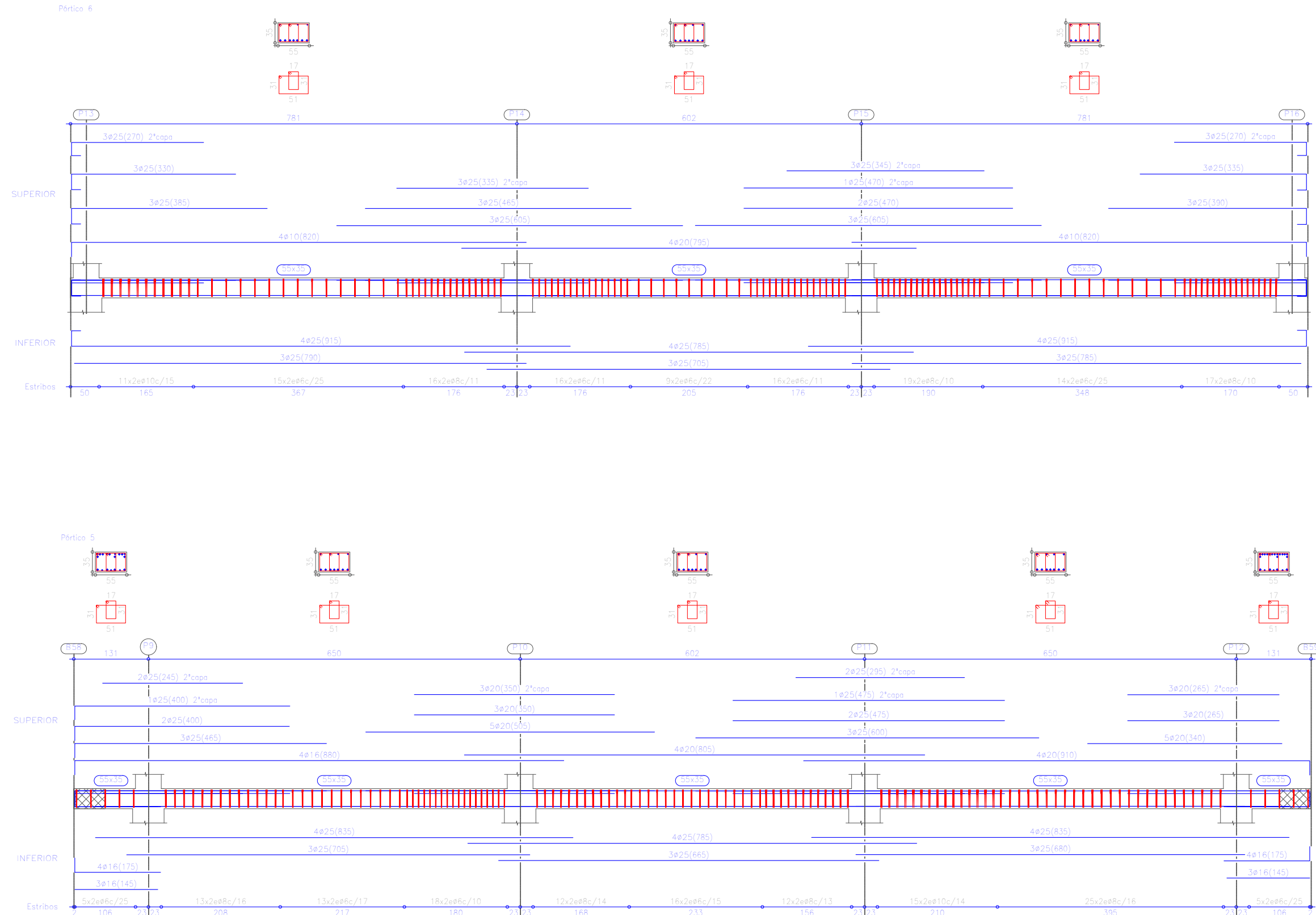
Cuadro de pilares
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:50

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA:	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES			Nº PLANO
1:50				1 de 1
				SUSTITUYE A:
	Pilares de Planta Baja, Primera y Segunda			SUSTITUIDO POR:



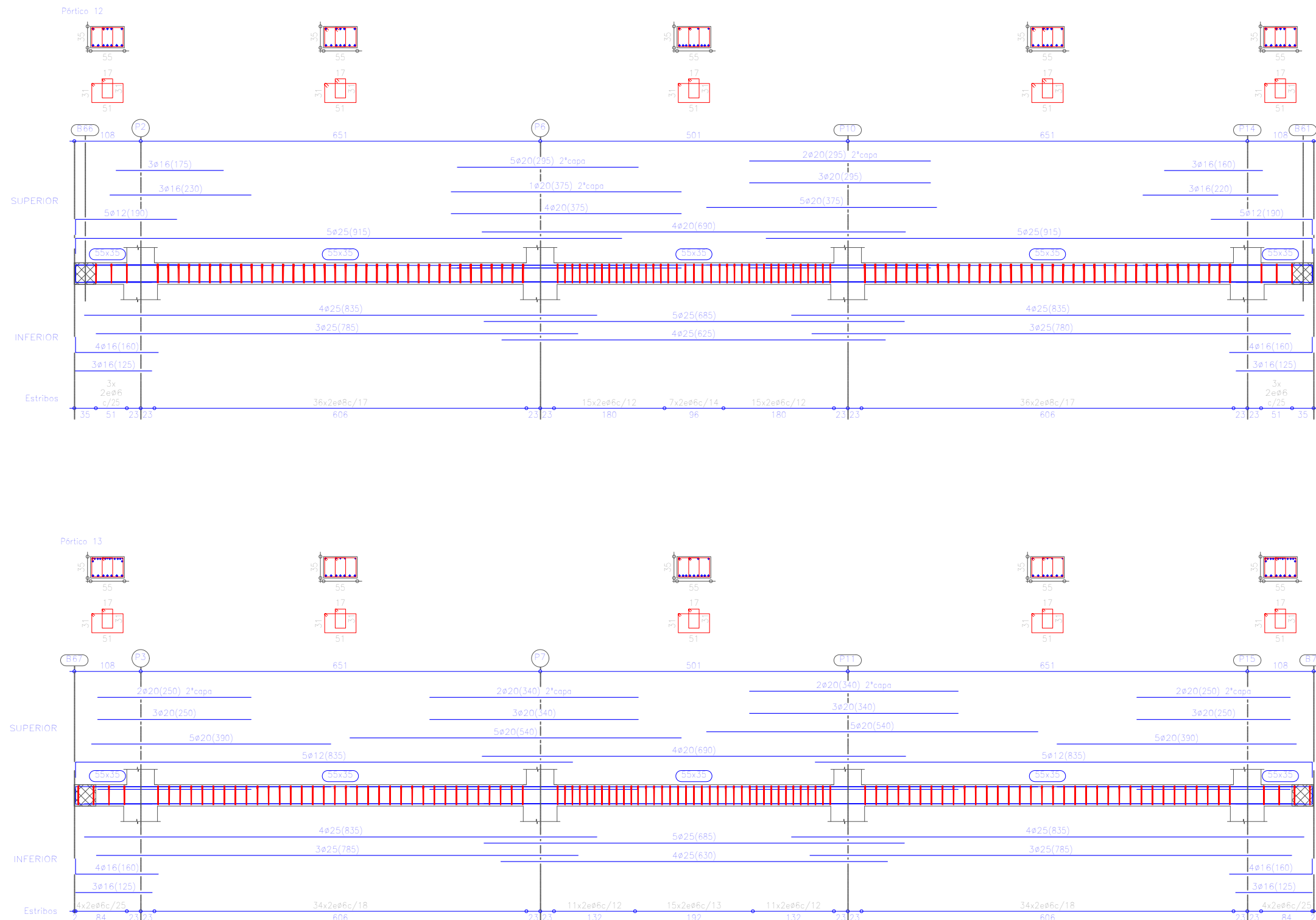
Forjado 1
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA:	EFFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES			Nº PLANO
1:75	Vigas de carga 1 (Forjado 1)			1 de 18
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



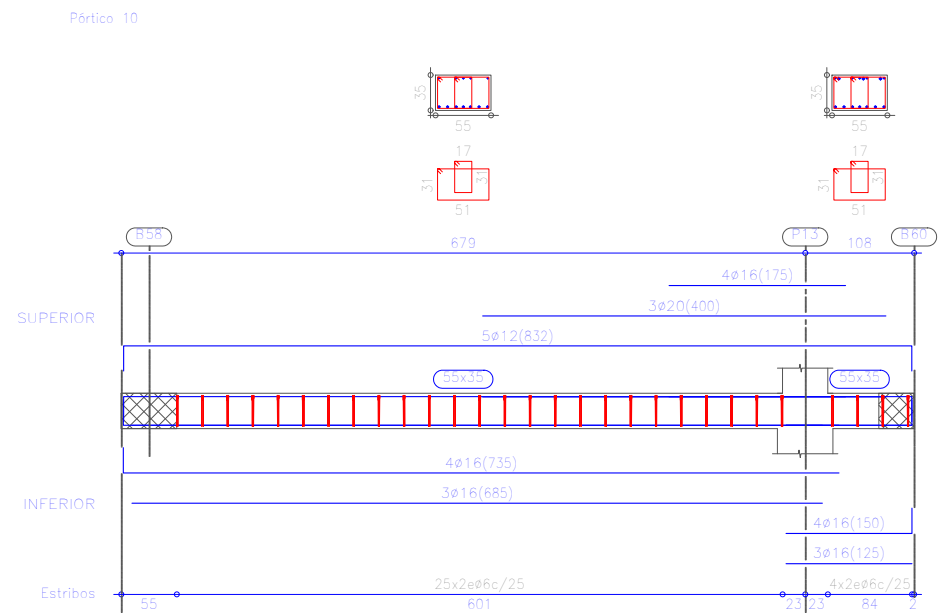
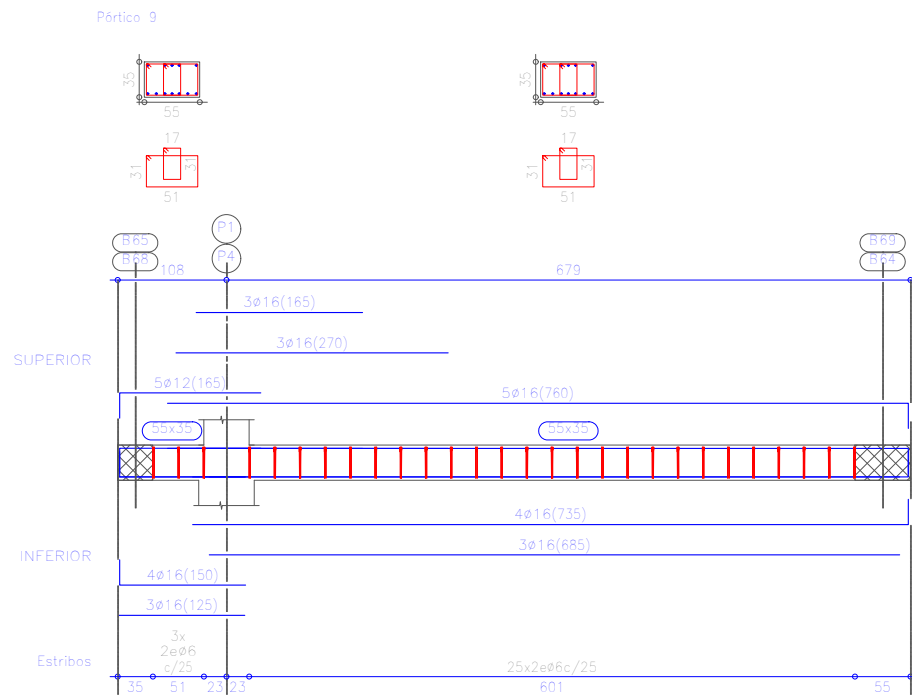
Forjado 1
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA:	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES			Nº PLANO
1:75				2 de 18
				SUSTITUYE A:
	Vigas de carga 2 (Forjado 1)			SUSTITUIDO POR:

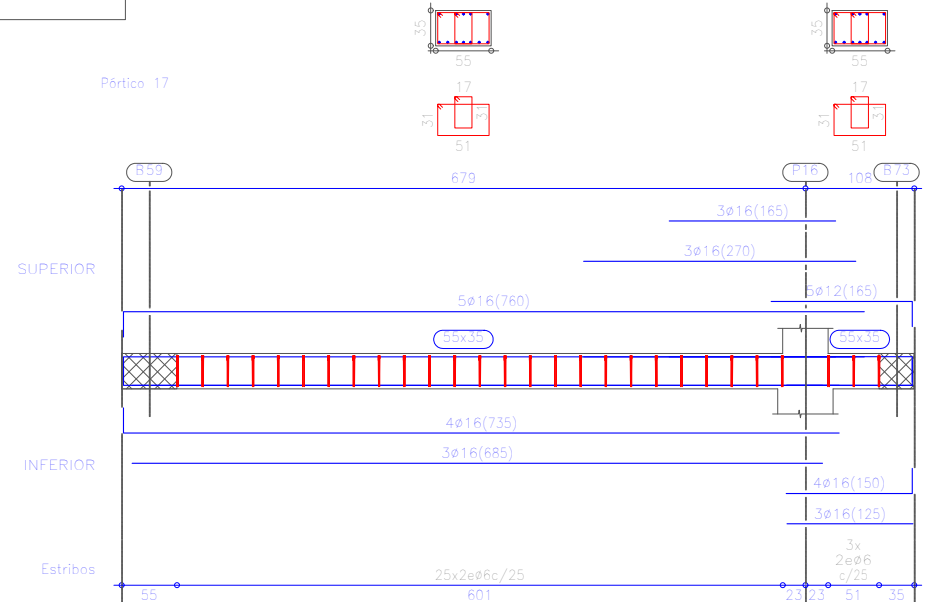
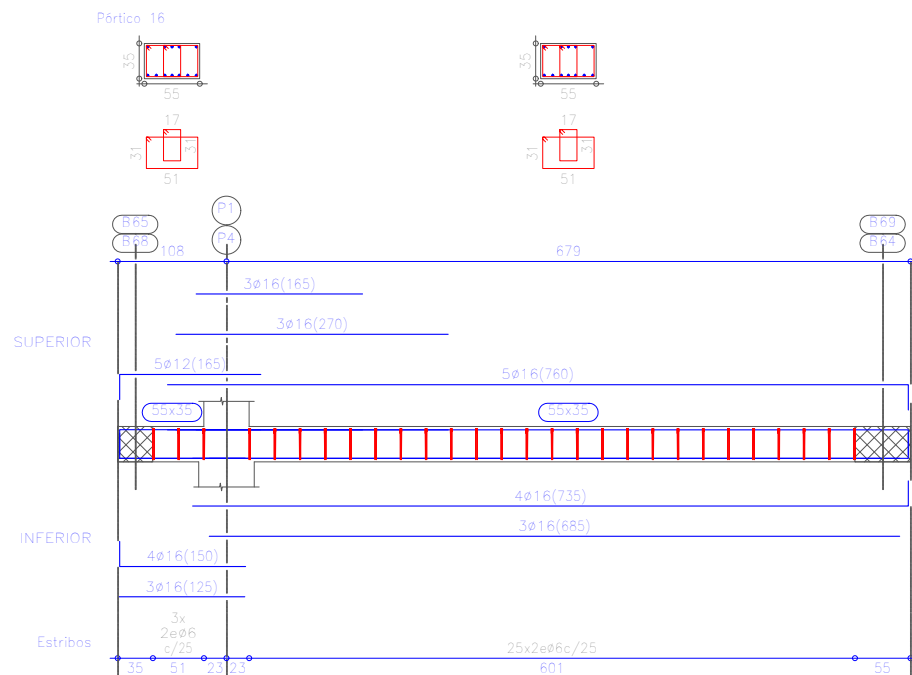


Forjado 1
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

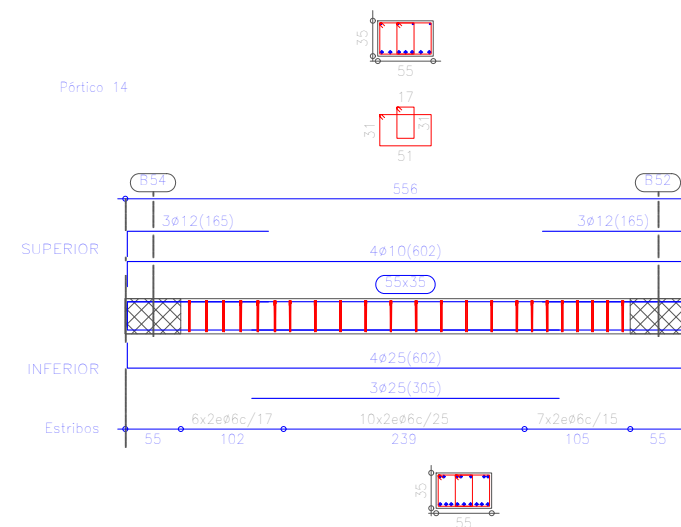
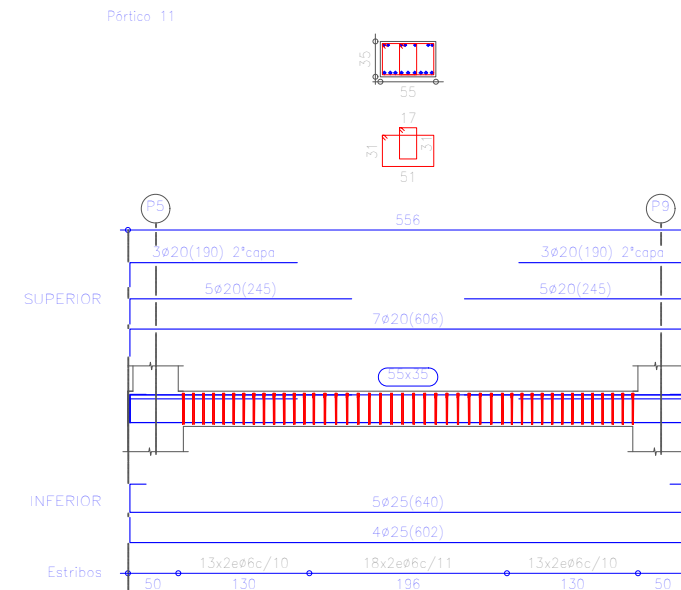
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:75	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES			Nº PLANO 3 de 18
	Vigas de no carga 1 (Forjado 1)			SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Forjado 1
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75



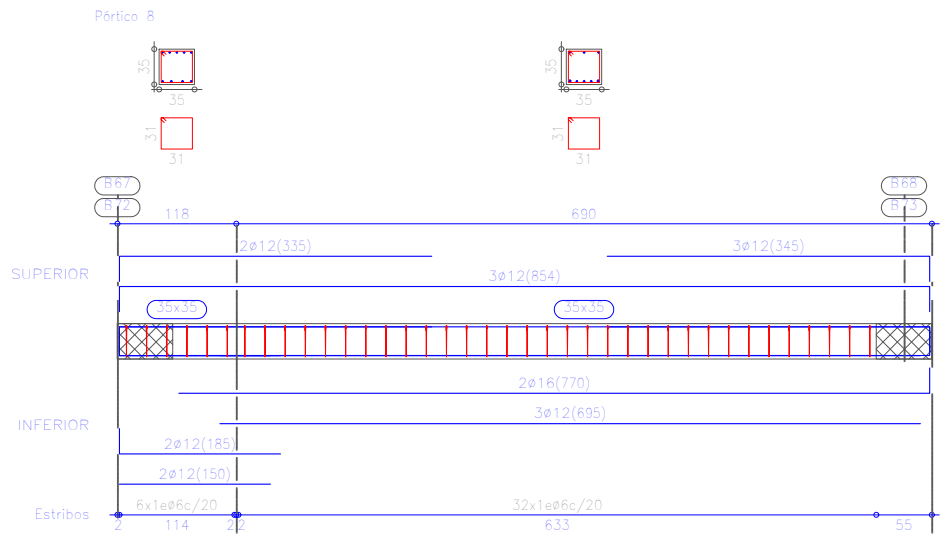
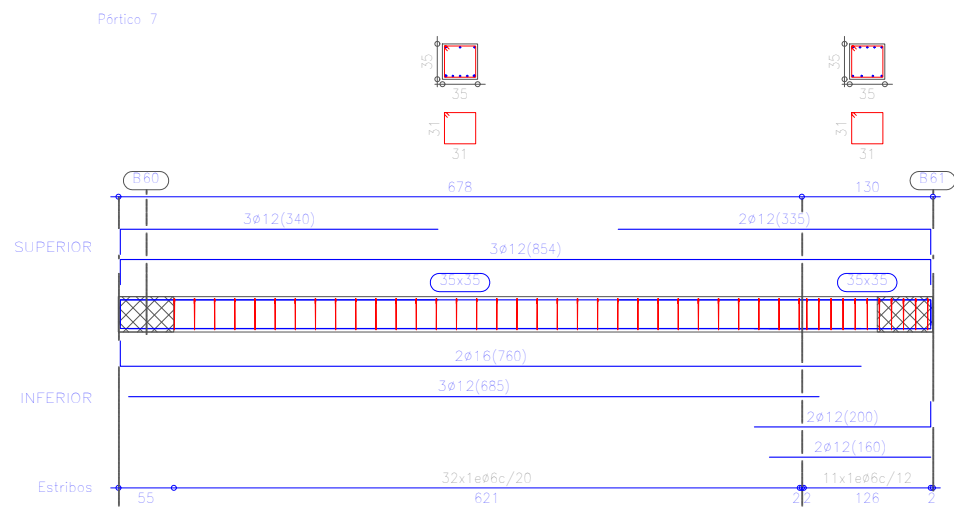
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:75	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES Vigas de no carga 2 (Forjado 1)			Nº PLANO 4 de 18
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



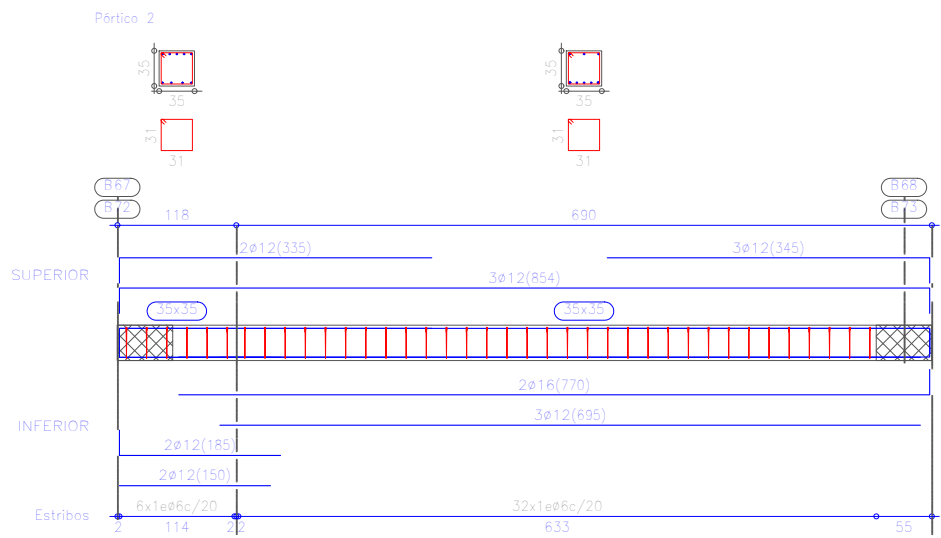
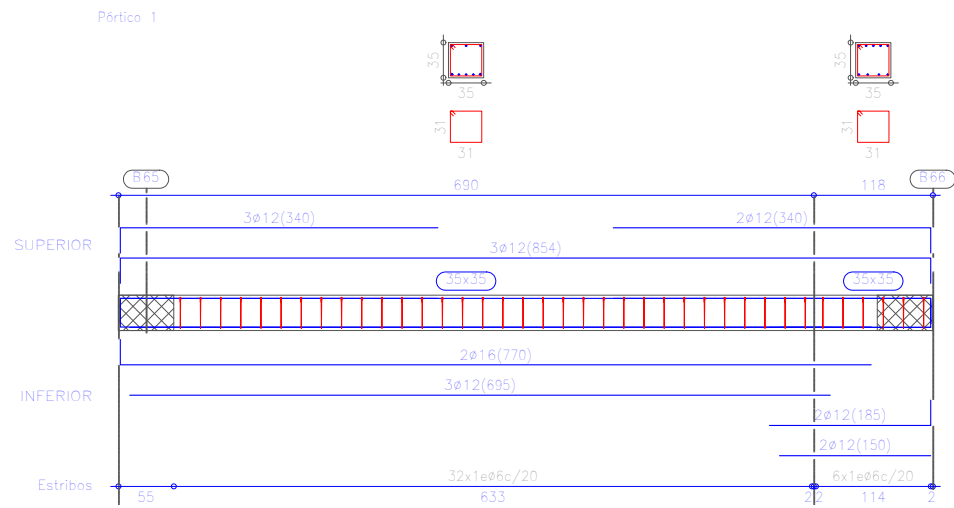
Forjado 1
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

VIGA DE ESCALERA

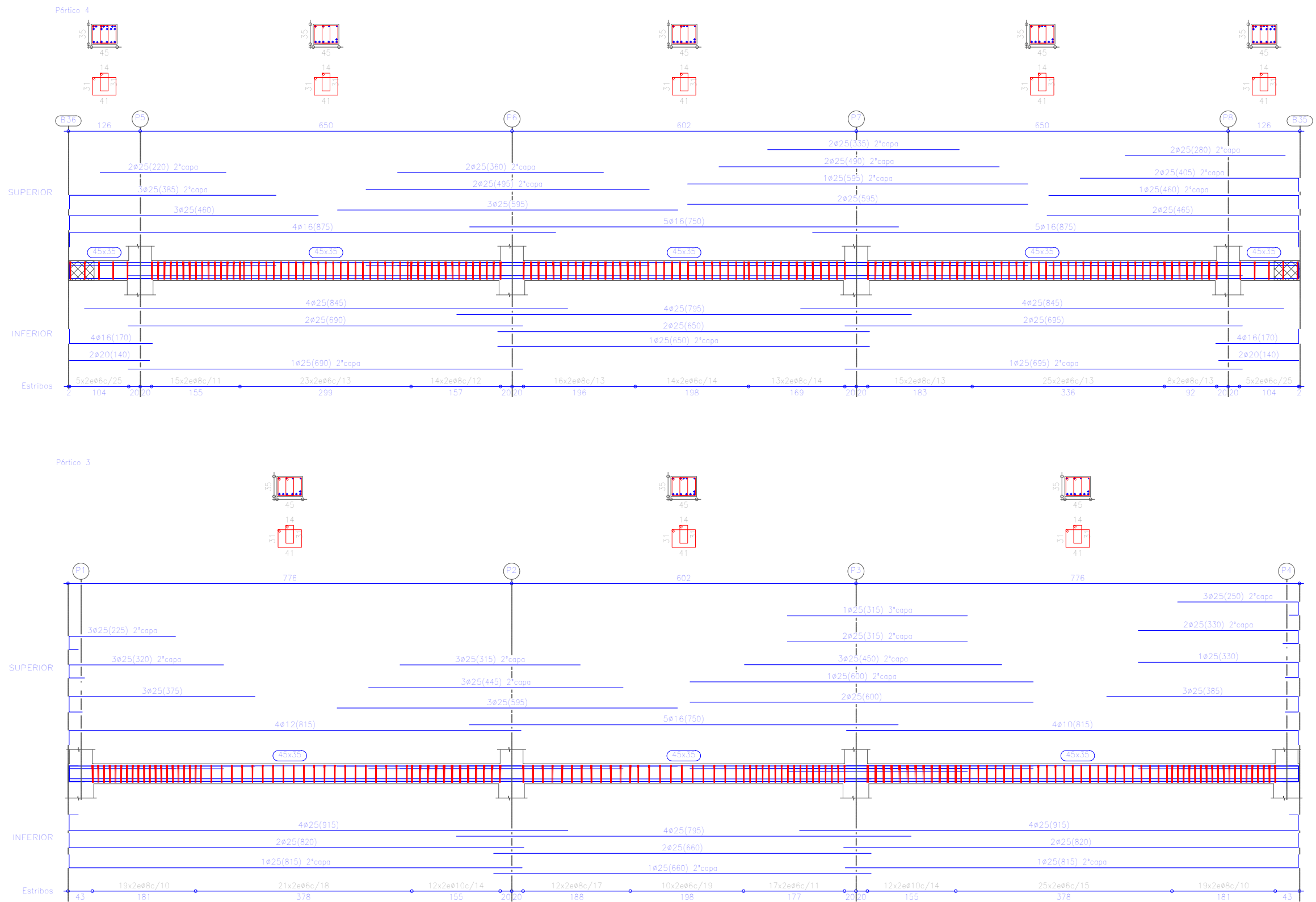
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:75	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES Vigas de no carga 3 (Forjado 1)			Nº PLANO 5 de 18 SUSTITUYE A: SUSTITUIDO POR:



Forjado 1
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

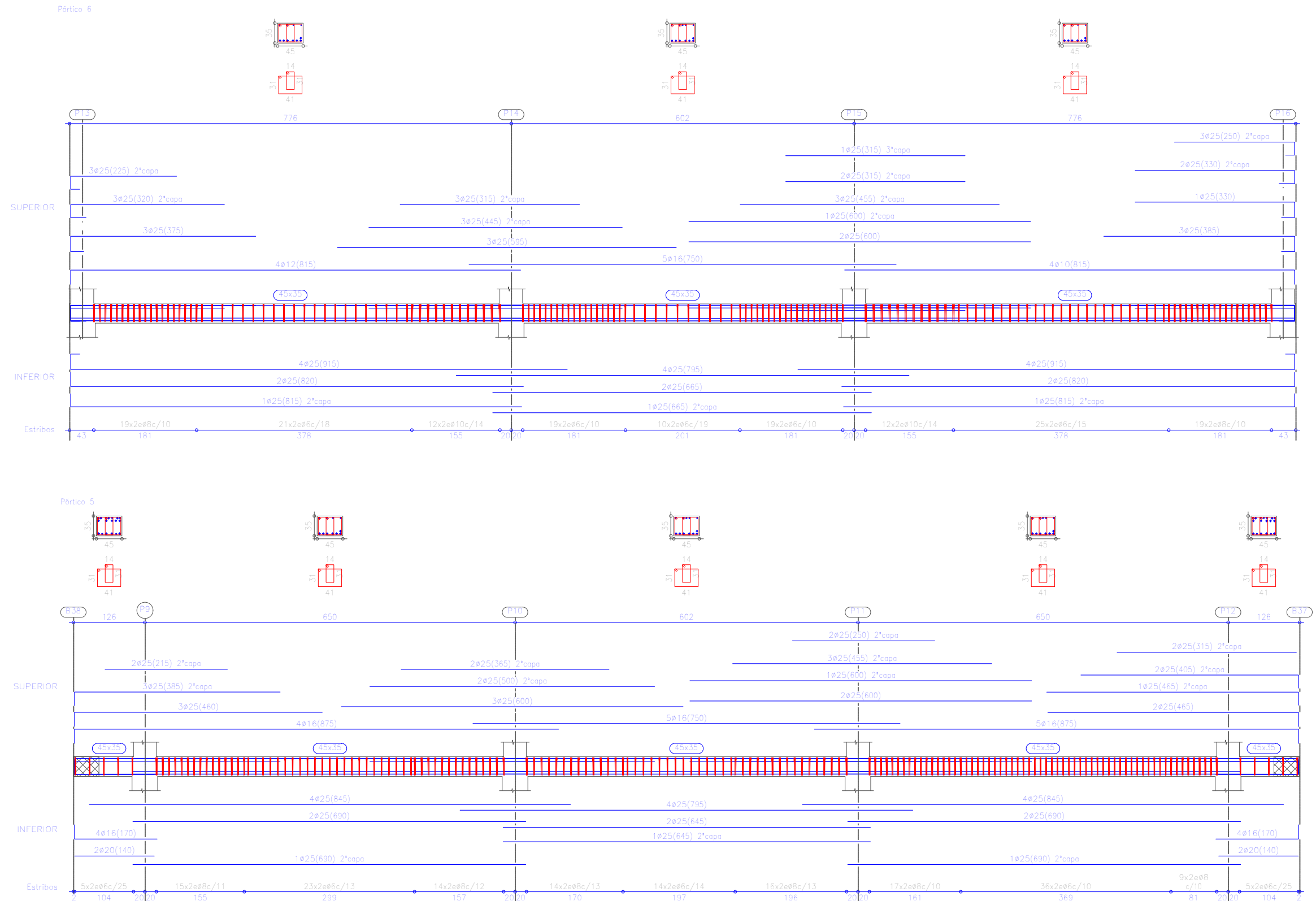


	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA:	EFFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES			Nº PLANO
1:75	Vigas de vuelos (Forjado 1)			6 de 18
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



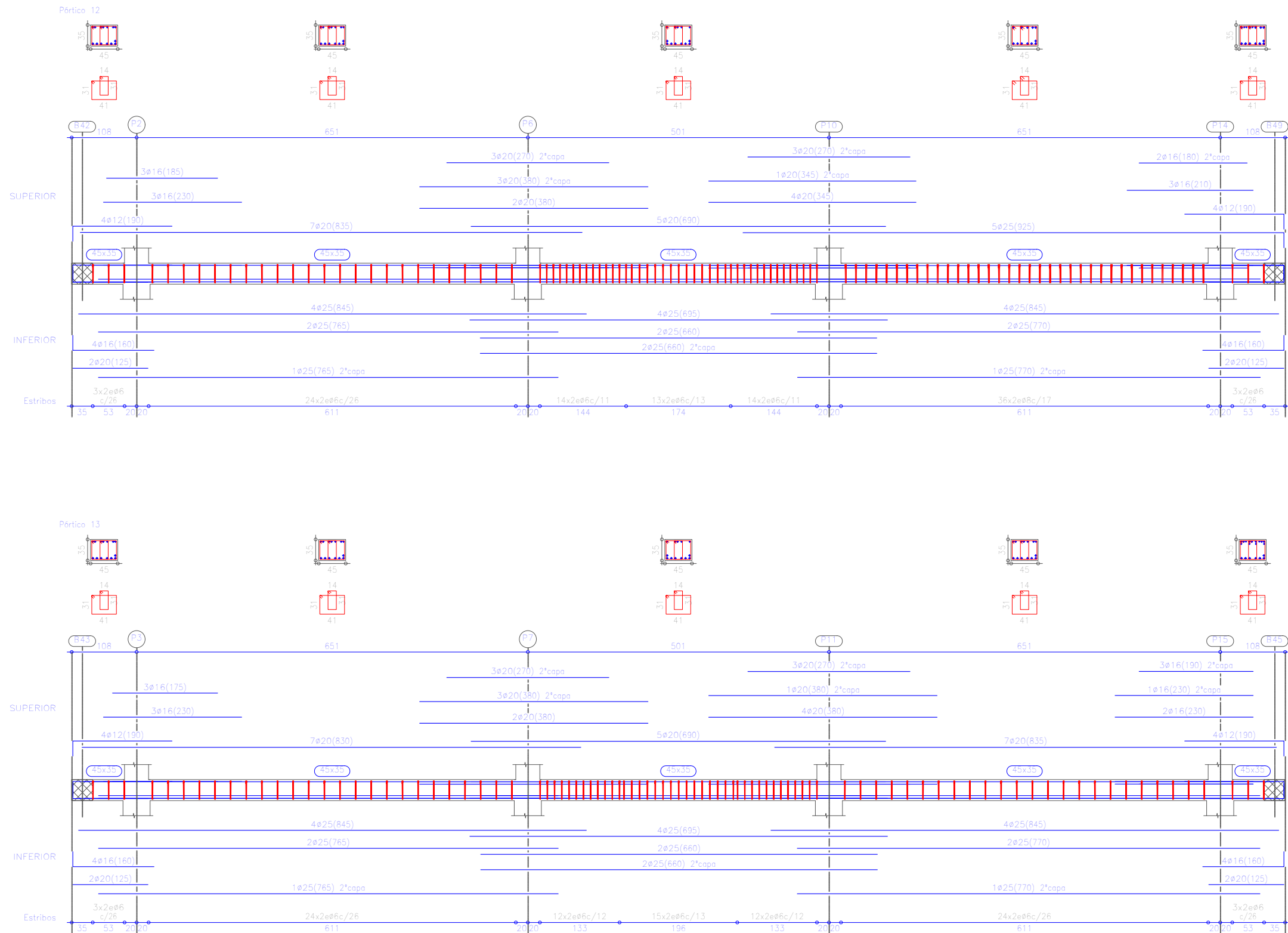
Forjado 2
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:75	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES			Nº PLANO 7 de 18
	Vigas de carga 1 (Forjado 2)			SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



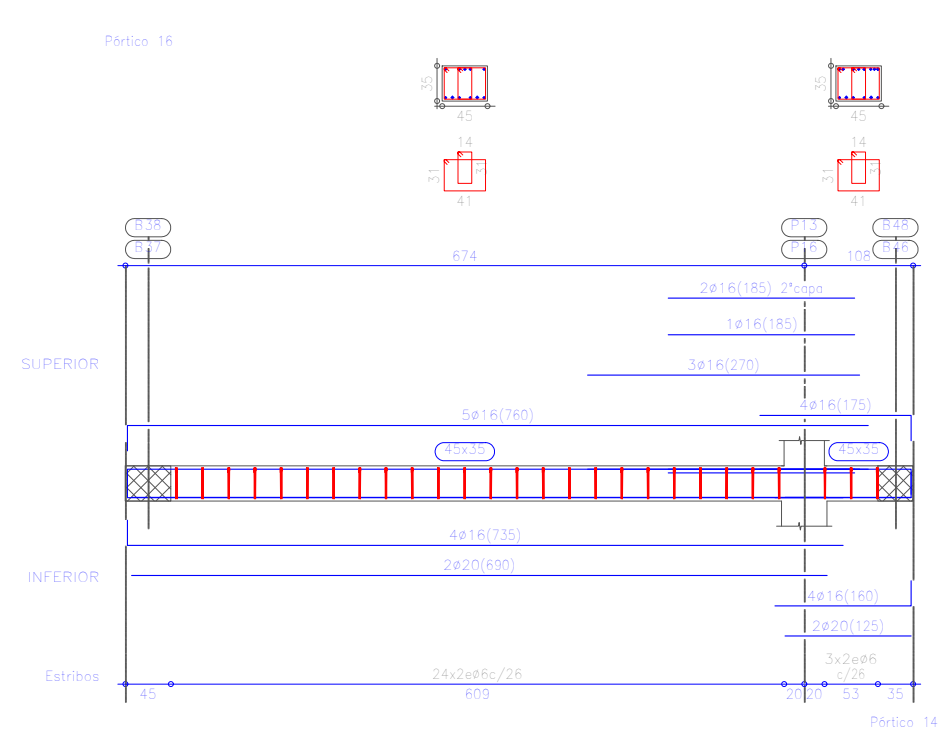
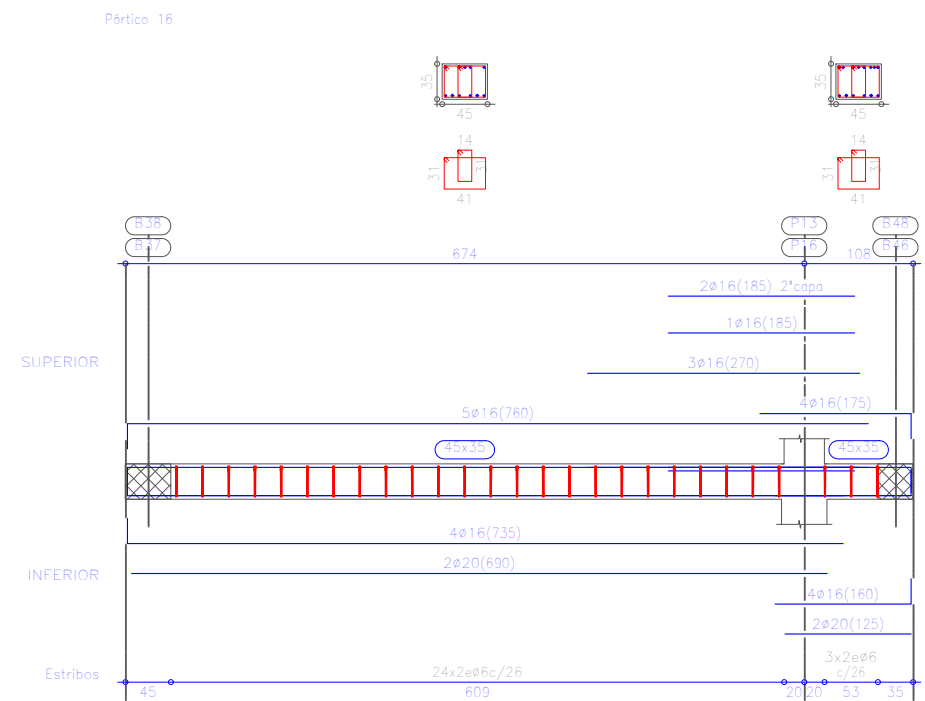
Forjado 2
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO			
COMPROBADO		MENOR			
		MOLINA			
ESCALA:	EFFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES				Nº PLANO
1:75					8 de 18
					SUSTITUYE A:
	Vigas de carga 2 (Forjado 2)				SUSTITUIDO POR:

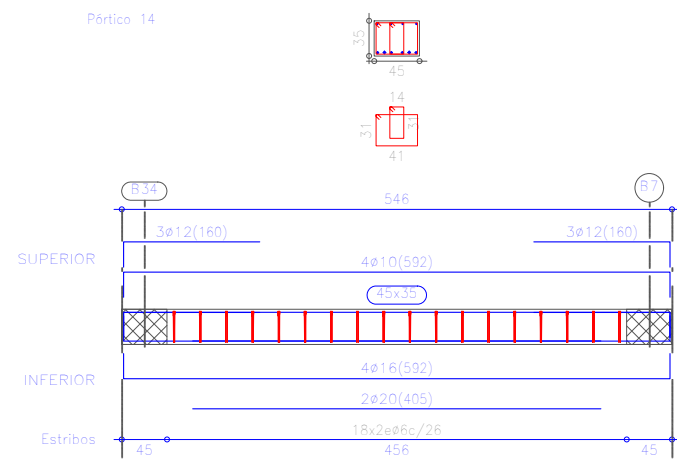
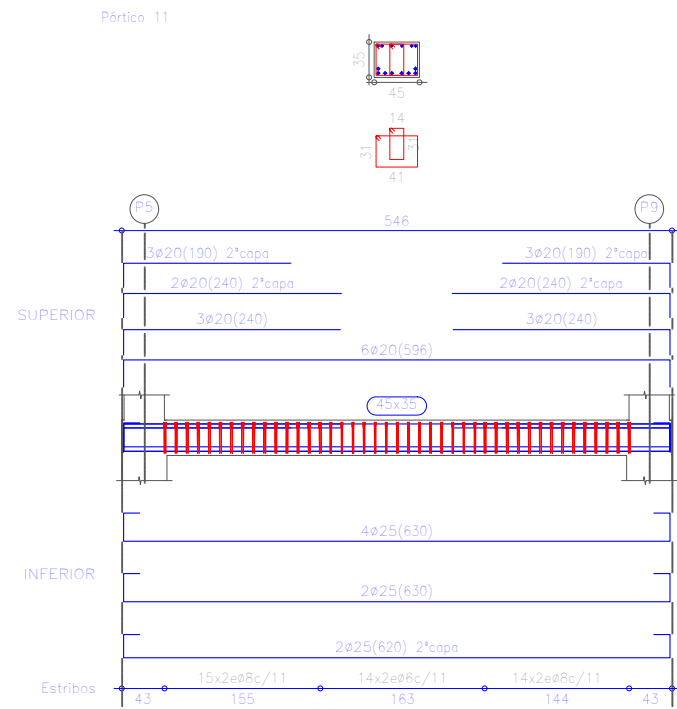


Forjado 2
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

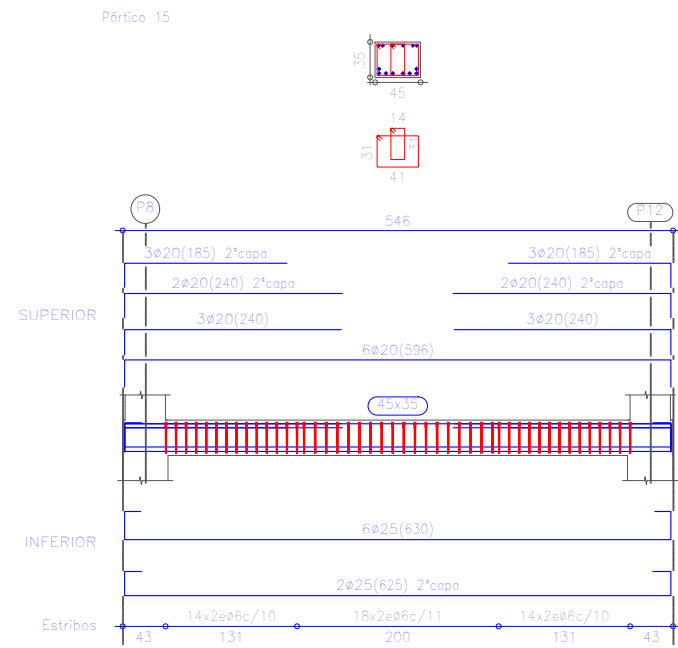
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO			
COMPROBADO		MENOR			
		MOLINA			
ESCALA:	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES				Nº PLANO
1:75					9 de 18
					SUSTITUYE A:
	Vigas de no carga 1 (Forjado 2)				SUSTITUIDO POR:



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:75	EFFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES Vigas de no carga 2 (Forjado 2)			Nº PLANO 10 de 18
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

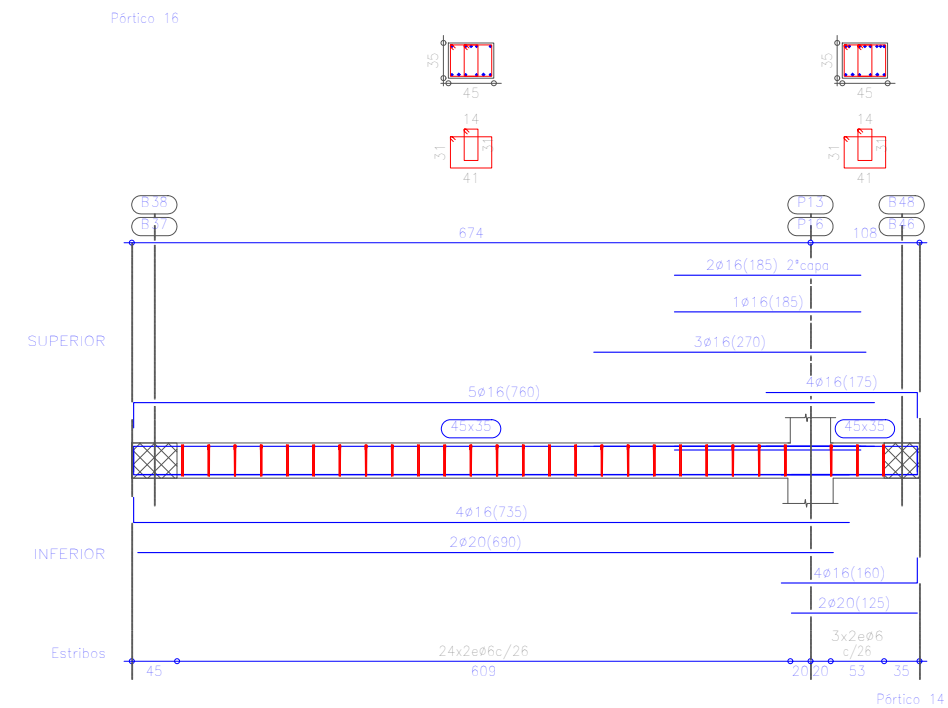
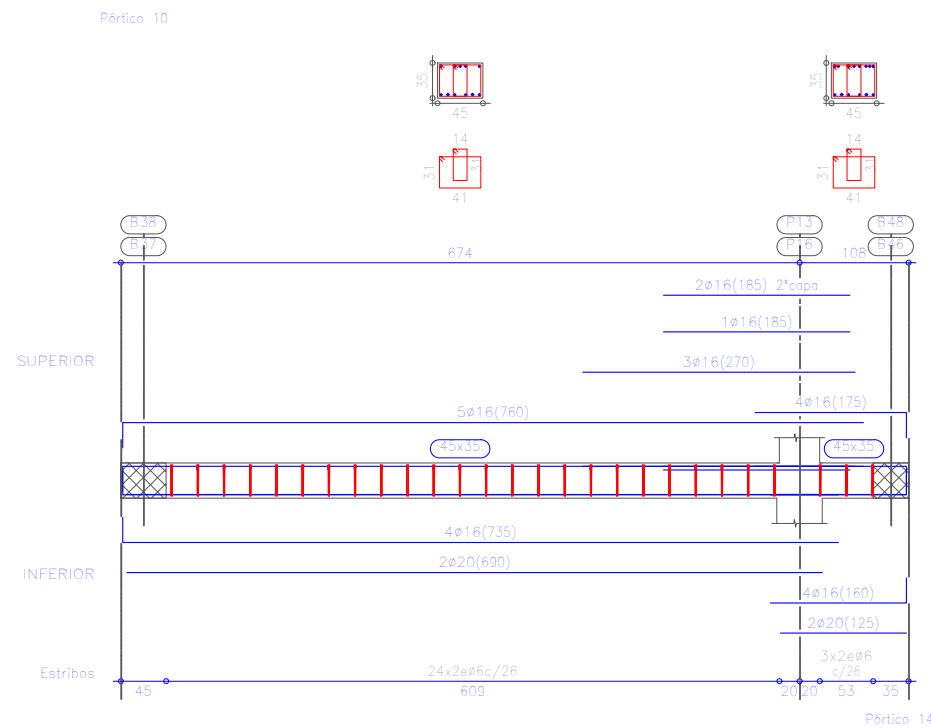


VIGA DE ESCALERA

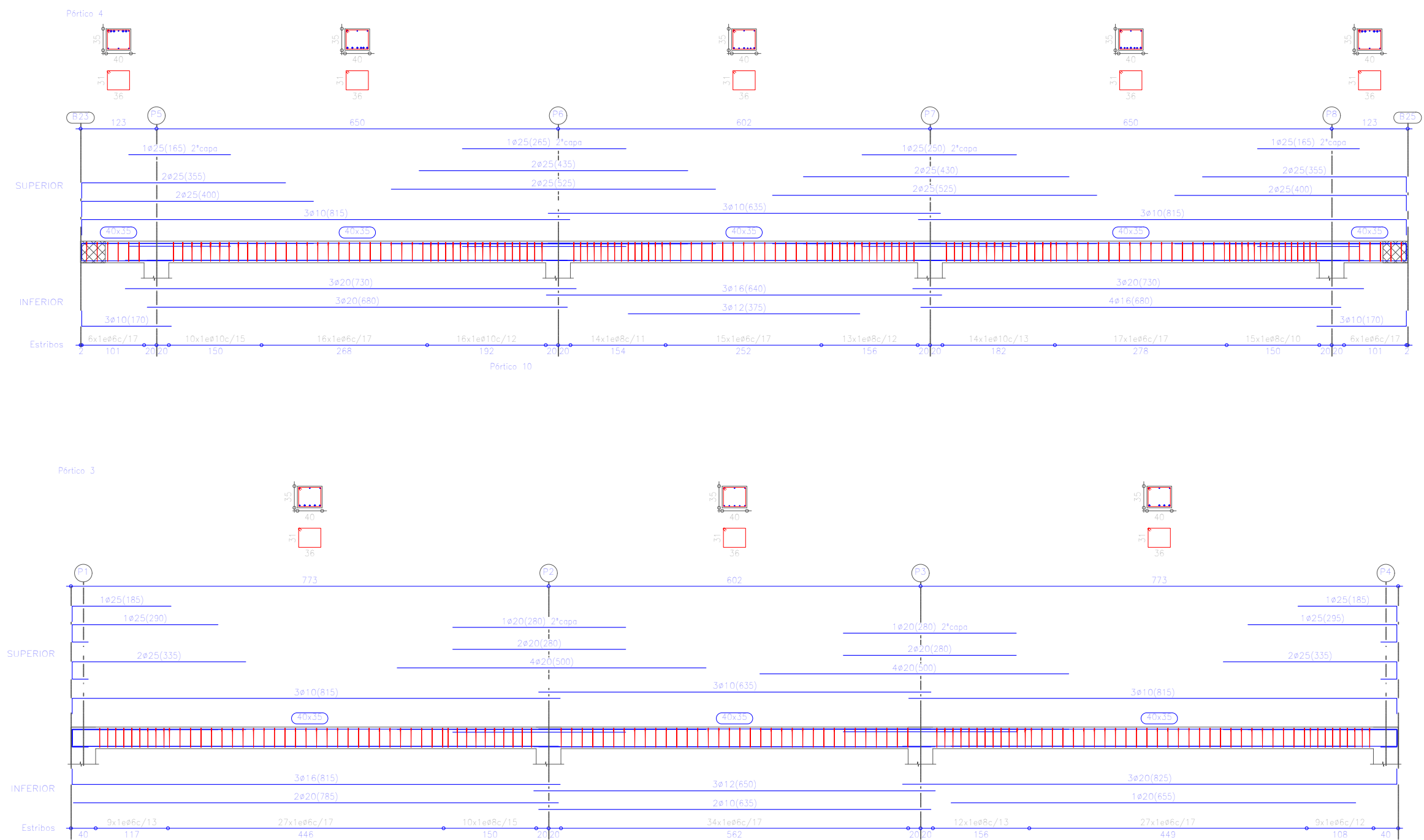


Forjado 2
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:75	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES			Nº PLANO 11 de 18
	Vigas de no carga 3 (Forjado 2)			SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

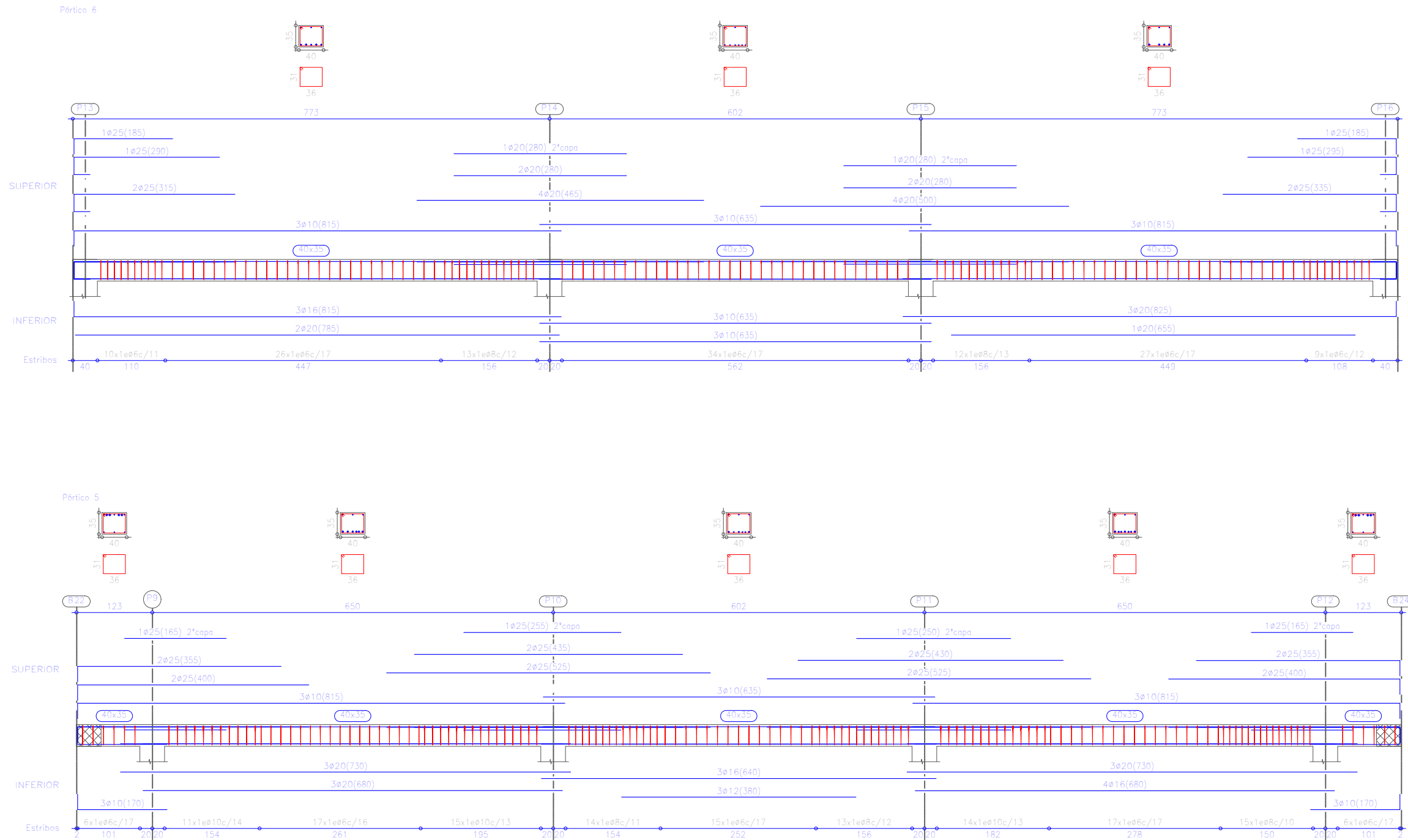


	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:75	EFFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES Vigas de vuelos (Forjado 2)			Nº PLANO 12 de 18
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



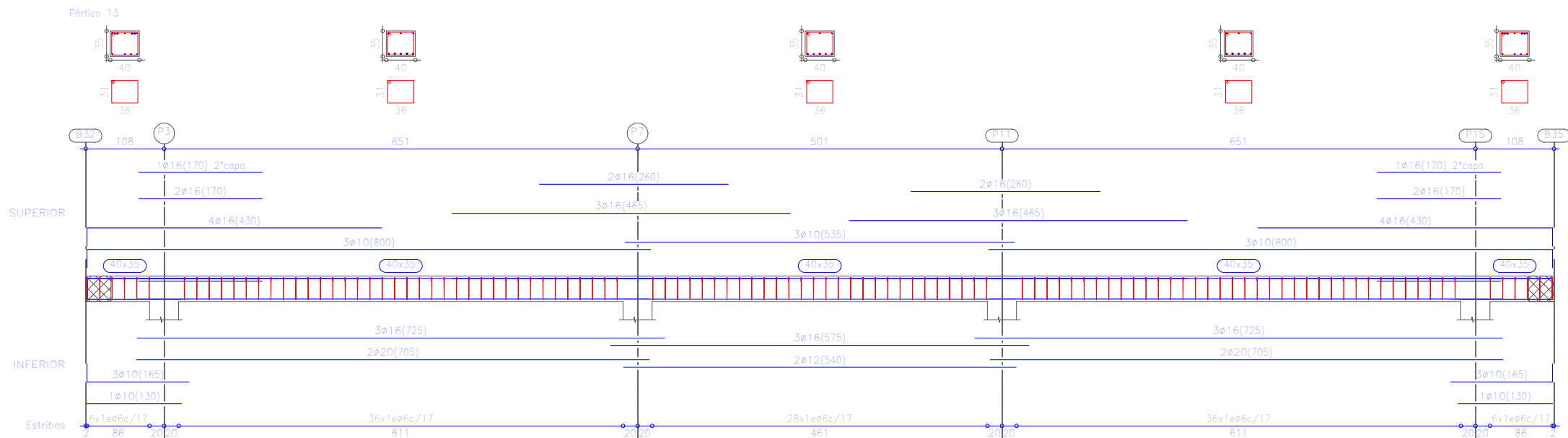
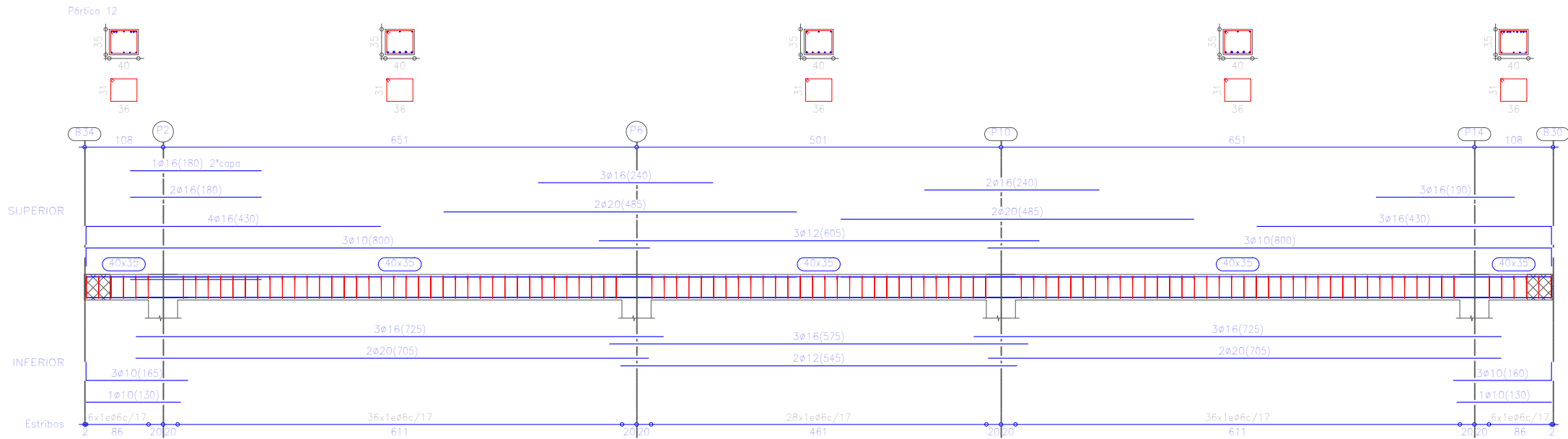
Forjado 3
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:75	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES			Nº PLANO 13 de 18
	Vigas de carga 1 (Forjado 3)			SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



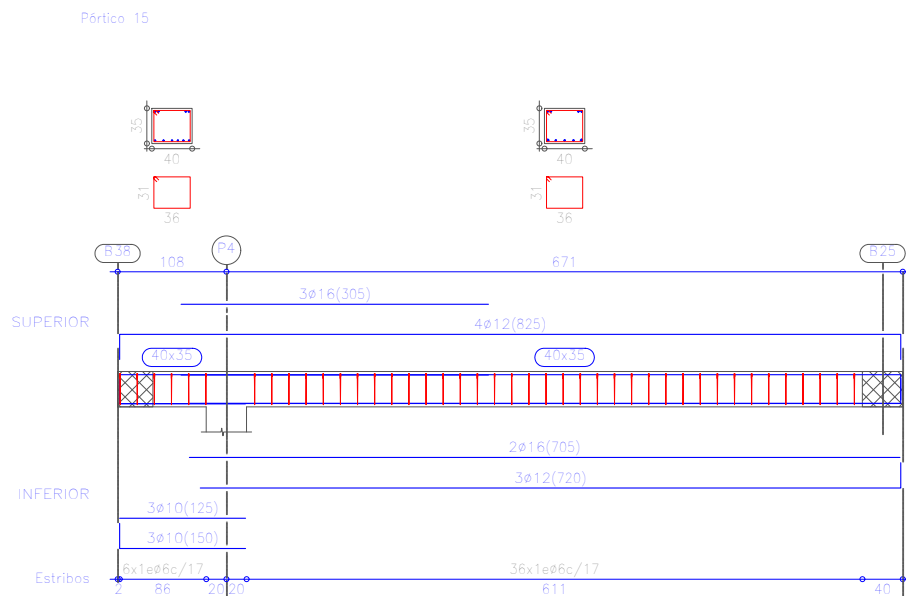
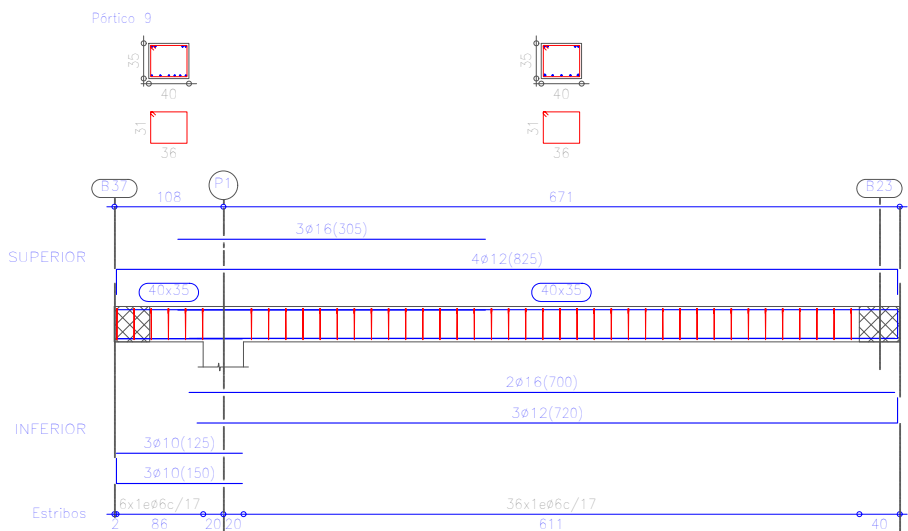
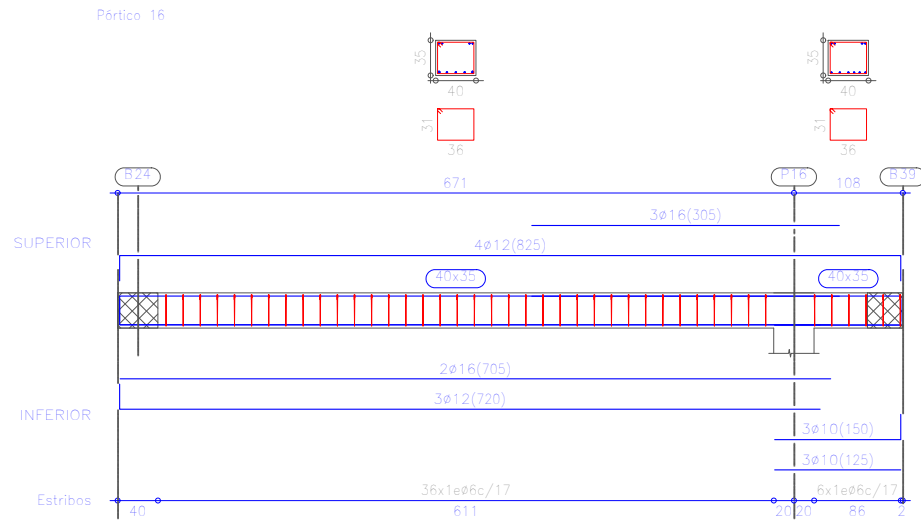
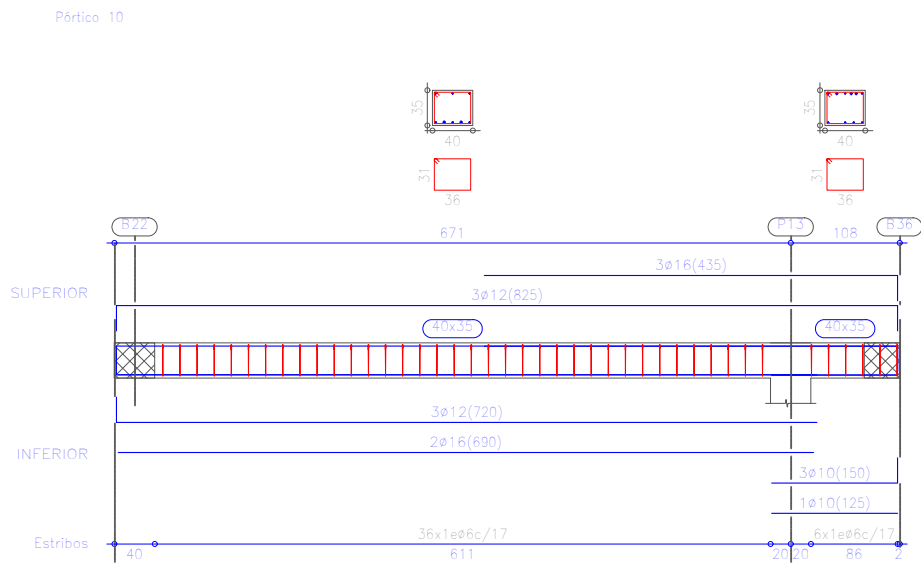
Forjado 3
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA:	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES			Nº PLANO
1:75				14 de 18
				SUSTITUYE A:
	Vigas de carga 2 (Forjado 3)			SUSTITUIDO POR:



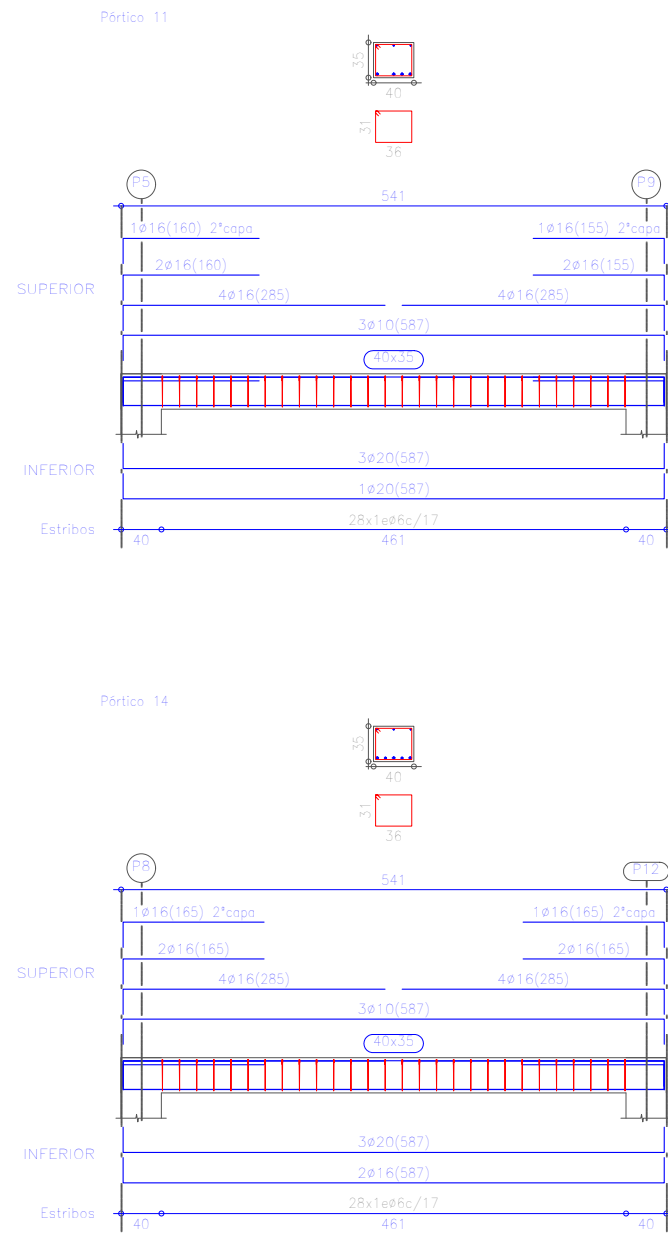
Forjado 3
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA:	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES			Nº PLANO
1:75				15 de 18
				SUSTITUYE A:
	Vigas de no carga 1 (Forjado 3)			SUSTITUIDO POR:



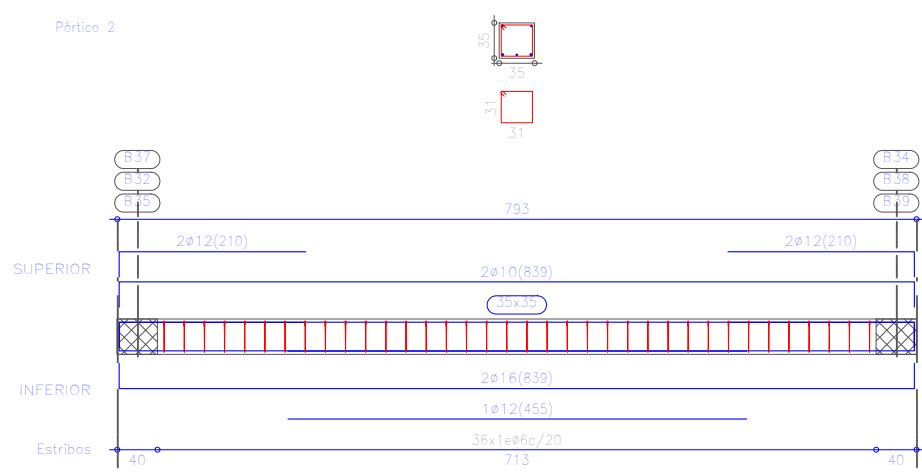
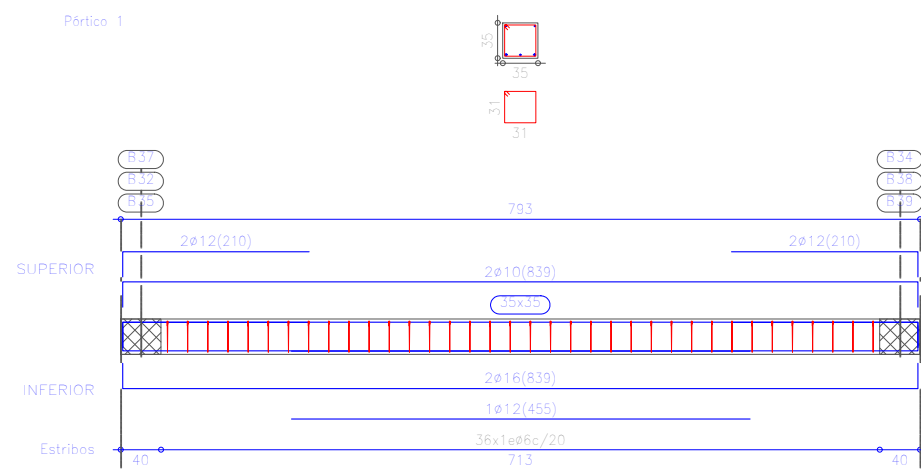
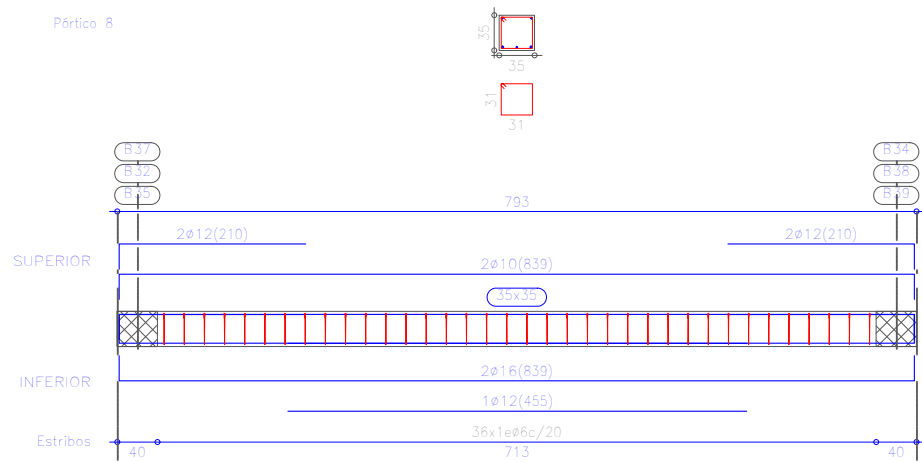
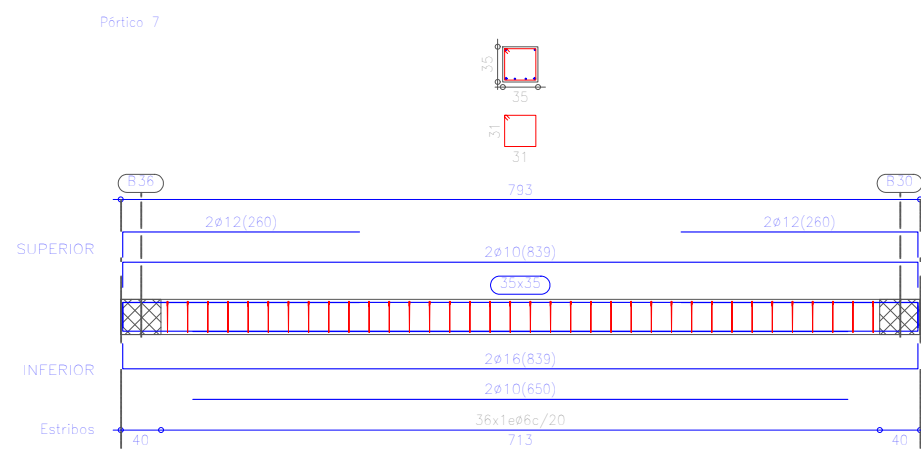
Forjado 3
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:75	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES			Nº PLANO 16 de 18
	Vigas de no carga 2 (Forjado 3)			SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Forjado 3
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:75	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES Vigas de no carga 3 (Forjado 3)			Nº PLANO 17 de 18
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Forjado 3
Despiece de vigas
Hormigón: H-250, Control Normal
Acero: AEH-500, Control Normal
Escala: 1:75

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	21/06/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		MENOR		
		MOLINA		
ESCALA: 1:75	EFECTO DE CERRAMIENTOS DISCONTINUOS EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE CENTROS ESCOLARES Vigas de vuelos (Forjado 3)			Nº PLANO 18 de 18
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR: