



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Diseño estructural y comparación técnico económica de una
edificación en tipología constructiva en acero y hormigón armado**

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

Autores:

EDUARDA PATRICIA CABRERA BERMEO

ISMAEL JOSUE CASTRO RIQUETTI

Director:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA-ECUADOR

2023

DEDICATORIA

A mis padres Patricio y Gladys que me han dado siempre su amor y apoyo incondicional, me han guiado e inspirado con su ejemplo en todo momento, esta meta solo la he alcanzado gracias a ustedes.

A mi hermano Paul y cuñada Daniela que han estado conmigo en cada momento y me han ayudado en todo este camino.

A mis sobrinos, que han llegado a alegrar mi vida y recordarme a cada momento la importancia de vivir el presente.

-Eduarda Patricia Cabrera Bermeo

A mis padres, Edgar y Margarita, por su apoyo continuo, preocupación y cariño a lo largo de los años que me ha permitido conseguir este logro.

A mis hermanos, David y Emilio, por la compañía que me han brindado a lo largo de mi vida y los grandes logros que conseguiremos juntos.

-Ismael Josue Castro Riquetti

AGRADECIMIENTOS

A nuestros familiares y amigos que nos han acompañado y apoyado en todo este camino.

A los ingenieros José Vázquez Calero, director de tesis, quien nos guio, ayudó y compartió su valioso conocimiento a lo largo de toda esta etapa y Vladimir Carrasco por su apoyo durante nuestro tiempo como estudiantes de la universidad.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE ANEXOS	xi
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xii
INTRODUCCIÓN	1
Capítulo 1 Características constructivas del hormigón armado y acero estructural....	3
1.1 Hormigón armado como material constructivo	4
1.1.1 Ventajas del hormigón armado	5
1.1.2 Desventajas del hormigón armado	5
1.1.3 Propiedades mecánicas del hormigón armado.....	6
1.2 Acero estructural como material constructivo.....	9
1.2.1 Ventajas del acero estructural.....	9
1.2.2 Desventajas del acero estructural	10
1.2 Construcción a nivel nacional y local.....	11
Capítulo 2 Modelación y prediseño de la edificación	16
2.1 Descripción general del proyecto	17
2.2 Normativa utilizada	18
2.3 Modelamiento de los materiales	18
2.3.1 Hormigón armado.....	18
2.3.2 Acero estructural.....	19
2.4 Características del suelo	19

2.4.1	Caracterización geotécnica del subsuelo	19
2.4.2	Datos del suelo del proyecto.....	21
2.5	Combinaciones de cargas	21
2.5.1	Combinaciones de cargas utilizando el diseño por resistencia.....	21
2.5.2	Combinaciones de cargas nominales para diseño por el método de esfuerzo de trabajo	22
2.6	Modelación de cargas	22
2.6.1	Cargas muertas	22
2.6.2	Cargas vivas.....	23
2.6.3	Carga de viento	24
2.6.4	Cargas sísmicas	25
2.7	Predimensionamiento de elementos estructurales	28
2.7.1	Predimensionamiento y levantamiento de elementos en hormigón armado	28
2.7.2	Predimensionamiento y levantamiento de elementos en acero estructural	30
2.8	Evaluación sísmica variante en hormigón armado	34
2.8.1	Parámetros necesarios para la definición del espectro	34
2.8.2	Primer modelo en hormigón armado	36
2.8.3	Segundo modelo en hormigón armado	37
2.8.4	Tercer modelo en hormigón armado	38
2.8.5	Cuarto modelo en hormigón armado	39
2.8.6	Corrección por cortante basal	41
2.8.7	Control de derivas.....	42
2.9	Evaluación sísmica variante en acero estructural	44
2.9.1	Parámetros necesarios para la definición del espectro	45
2.9.2	Primer modelo en estructura de acero	47
2.9.3	Segundo modelo en estructura de acero	48
2.9.4	Corrección por cortante basal	49
2.9.5	Control de derivas.....	51
Capítulo 3 Diseño estructural en hormigón armado y en acero		53
3.1	Diseño estructural en Hormigón Armado.....	53
3.1.1	Diseño de vigas.....	53
3.2.1	Diseño de columnas.....	64
3.3.3	Diseño de losa nervada	68
3.3.4	Diseño de cimentación	69

3.2 Diseño estructural en acero.....	75
3.2.2 Diseño de columnas.....	79
3.2.3 Diseño de losa Steel deck.....	81
3.2.4 Cimentación.....	83
3.2.5 Uniones.....	85
Capítulo 4 Aplicación de ingeniería de valor y comparación.....	88
4.1 Precio referencial.....	89
4.1.1 Variante en Hormigón Armado.....	89
4.1.2 Variante en Acero Estructural.....	91
4.2 Tiempo de ejecución.....	92
4.2.1 Variante en Hormigón Armado.....	92
4.2.2 Variante en Acero Estructural.....	93
4.3 Dificultad de montaje.....	93
4.3.1 Variante en Hormigón Armado.....	94
4.3.2 Variante en Acero Estructural.....	94
4.4 Calificación de la mano de obra.....	94
4.4.1 Variante en Hormigón Armado.....	94
4.4.2 Variante en Acero Estructural.....	94
4.5 Mantenimiento requerido.....	95
4.5.1 Variante en Hormigón Armado.....	95
4.5.2 Variante en Acero Estructural.....	95
4.6 Control de calidad del material.....	95
4.6.1 Variante en Hormigón Armado.....	95
4.6.2 Variante en Acero Estructural.....	96
4.7 Control de calidad del proceso constructivo.....	96
4.7.1 Variante en Hormigón Armado.....	96
4.7.2 Variante en Acero Estructural.....	96
4.8 Comparación técnica.....	97
Conclusiones.....	100
Recomendaciones.....	102
BIBLIOGRAFÍA.....	¡Error! Marcador no definido.
ANEXOS.....	105

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Distribución arquitectónica de áreas	17
Tabla 2.2: Clasificación de las unidades de construcción por categorías.....	20
Tabla 2.3: Pesos unitarios de materiales de construcción.	22
Tabla 2.4: Cálculo de carga permanente.	23
Tabla 2.5: Cargas vivas por uso u ocupación.	23
Tabla 2.6: Cargas por piso.....	24
Tabla 2.7: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	25
Tabla 2.8: Valores de Δ máximos expresados como fracción de la altura de piso.....	26
Tabla 2.9: Predimensionamiento vigas en hormigón armado	29
Tabla 2.10: Predimensionamiento de perfiles I.....	31
Tabla 2.11: Predimensionamiento de perfiles I viguetas.....	32
Tabla 2.12: Coeficientes de participación sísmica del primer modelo.....	36
Tabla 2.13: Coeficientes de participación sísmica del segundo modelo.	38
Tabla 2.14: Coeficientes de participación sísmica del tercer modelo.	39
Tabla 2.15: Coeficientes de participación sísmica del cuarto modelo	40
Tabla 2.16: Peso sísmico de la estructura.....	41
Tabla 2.17: Condición de cortante basal mínimo.....	42
Tabla 2.18: Valores de Δ máximos expresados como fracción de la altura de piso.....	43
Tabla 2.19: Deriva máxima local (Hormigón armado)	43
Tabla 2.20: Deriva máxima total (Hormigón armado).....	44
Tabla 2.21: Coeficientes de participación sísmica del primer modelo en acero	47
Tabla 2.22: Coeficientes de participación sísmica del segundo modelo en acero.....	49
Tabla 2.23: Peso sísmico total de la estructura.....	50
Tabla 2.24: Condición de cortante basal mínimo.....	50
Tabla 2.25: Deriva máxima local (Acero estructural).....	51

Tabla 2.26: Deriva máxima total (Acero estructural).....	51
Tabla 3.1: Altura mínima de vigas no preesforzadas.	53
Tabla 3.2: Esfuerzos máximos en vigas primera planta alta	57
Tabla 3.3: Cálculo de acero necesario para pórticos 1, 2, 3, 4, 5, 6 N+3.00.	57
Tabla 3.4: Diseño de armado pórticos 1, 2, 3, 4, 5, 6 N+3.00.....	58
Tabla 3.5: Cálculo de acero necesario para pórticos 7, 8, 11, 13 N+3.00.	58
Tabla 3.6: Diseño de armado pórticos 7, 8, 11, 13 N+3.00.....	59
Tabla 3.7: Cálculo de acero necesario para pórticos 1, 2, 3, 4, 5, 6 N+0.00.	59
Tabla 3.8: Diseño de armado pórticos 1, 2, 3, 4, 5, 6 N+0.00.....	59
Tabla 3.9: Cálculo de acero necesario para pórticos 7, 8, 9, 10 N+0.00.	60
Tabla 3.10: Diseño de armado pórticos 7, 8, 9, 10 N+0.00.....	60
Tabla 3.11: Diseño de armado pórticos 1, 8 N+6.00.....	61
Tabla 3.12: Diseño de armado pórticos 2, 3, 4, 5, 6, 7 N+6.00.....	61
Tabla 3.13: Diseño de armado pórticos 9, 11, 12, 13, 14, 16 N+6.00.....	61
Tabla 3.14: Cálculo de acero necesario para pórtico 1 N+9.00.....	62
Tabla 3.15: Diseño de armado pórtico 1 N+9.00.	62
Tabla 3.16: Diseño de armado pórtico 2, 3, 4, 6, 7 N+9.00.	62
Tabla 3.17: Diseño de armado pórtico 8, 10, 11, 12, 13, 16 N+9.00.	63
Tabla 3.18: Cálculo de espaciamiento de estribos.....	63
Tabla 3.19: Esfuerzos últimos en columnas A2, A3, F2, F3.....	65
Tabla 3.20: Secciones de columnas en hormigón armado.....	67
Tabla 3.21: Diseño de armado de losa.....	68
Tabla 3.22: Cálculo de área y dimensiones de cimentación.....	69
Tabla 3.23: Esfuerzos últimos de columnas	70
Tabla 3.24: Cuadro de detalle de cimentación para variante en hormigón armado	75
Tabla 3.25: Espesor mínimo alma viga tipo I viga principal.....	77
Tabla 3.26: Espesor mínimo ala viga tipo I viga principal.....	78

Tabla 3.27: Espesor mínimo alma viga tipo I vigueta.....	78
Tabla 3.28: Espesor mínimo ala viga tipo I vigueta.....	79
Tabla 3.29: Cuadro de detalle de cimentación para variante en acero estructural.	84
Tabla 3.30: Cuantificación soldaduras viga-vigueta	86

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Número de permisos de construcción a nivel nacional.....	12
Figura 1.2: Materiales de construcción predominantes en los cimientos por región	13
Figura 1.3: Materiales de construcción predominantes en las estructuras por región.....	13
Figura 1.4: Tipos de obra de nuevas edificaciones a construir.....	14
Figura 2.2: Características de la losa nervada	28
Figura 2.3: Modelo 3D estructura metálica cubierta. (Hormigón Armado).....	30
Figura 2.4: Predimensionamiento de vigas en acero estructural	32
Figura 2.5: Predimensionamiento de viguetas en acero estructural	33
Figura 2.6: Predimensionamiento de columnas en acero estructural	33
Figura 2.7: Espectros de diseño para modelo en hormigón armado.....	35
Figura 2.8: Primer modelo en hormigón armado	36
Figura 2.9: Segundo modelo en hormigón armado	37
Figura 2.10: Tercer modelo en hormigón armado	38
Figura 2.11: Perfil de vigas de arriostamiento.	39
Figura 2.12: Cuarto modelo en hormigón armado	40
Figura 2.13: Espectros de diseño para modelo en acero estructural.....	46
Figura 2.14: Primer modelo en acero estructural	47
Figura 2.15: Segundo modelo en acero estructural	48
Figura 3.1: Separación de estribos en vigas.	56
Figura 3.2: Diagrama de interacción columnas A2, A3, F2, F3.....	66
Figura 3.3: Sección crítica en zapata por cortante en eje x y eje y.....	71
Figura 3.4: Sección crítica en zapata por punzonamiento en eje x y eje y.....	72
Figura 3.5: Sección crítica de zapata a flexión.	73
Figura 3.6: Perfil viga principal para variante en acero estructural.....	78
Figura 3.7: Perfil vigueta para variante en acero estructural.	79

Figura 3.8: Perfil de columna para variante en acero estructural.	81
Figura 3.9: Esquema de losa Steel deck	83
Figura 3.10: Detalle placas de anclaje.	85
Figura 3.11: Detalle de unión viga principal-viga secundaria (Unión a cortante).	86

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Justificación Sísmica (Hormigón Armado)	106
Anexo 2. Justificación Sísmica (Acero Estructural).....	117
Anexo 3. Ejemplo comprobaciones columna hormigón armado	128
Anexo 4. Comprobación viga tipo hormigón armado	152
Anexo 5. Comprobación zapata aislada. Variante Hormigón armado	212
Anexo 6. Comprobación viga tipo Acero estructural	215
Anexo 7. Ejemplo comprobaciones columna acero estructural	225
Anexo 8. Comprobación zapata aislada. Variante Acero estructural	233
Anexo 9. Comprobación placa de anclaje columna C3. Variante Acero estructural	236
Anexo 10. Análisis de Precios Unitarios	239
Anexo 11. Especificaciones técnicas	255
Anexo 12. Cantidades de obra.....	271
Anexo 13. Planos estructurales.....	276



RESUMEN

Este trabajo se enfoca en el análisis y diseño estructural de una edificación de cuatro pisos en la ciudad de Cuenca en dos tipologías constructivas: hormigón armado y acero estructural, para posteriormente realizar una comparación técnica económica. Para el análisis y diseño estructural se utilizó el software CYPECAD, una vez obtenidos los diseños definitivos, se obtuvieron los volúmenes de obra, con los cuales se realizaron los presupuestos referenciales. Además, se establecieron otros parámetros técnicos de comparación como: tiempo de ejecución, dificultad de montaje, calificación de mano de obra, mantenimiento, control de calidad del material, para finalmente determinar cuál es la mejor variante, concluyendo así que, a pesar de las ventajas del acero estructural, para nuestro medio el hormigón armado es la mejor opción.

Palabras clave: Acero estructural, diseño estructural, hormigón armado, ingeniería de valor, modelación, presupuesto.

ABSTRACT

This investigation focuses on the analysis and structural design of a four-story building located in the city of Cuenca in two construction typologies: reinforced concrete and structural steel, to make a technical and economical comparison afterwards. The software CYPECAD was used for the analysis and structural design, once the definitive designs were done, the work quantities were obtained, which were used to calculate the referential budgets. In addition, other technical comparison parameters were established such as execution time, assembly difficulty, labor qualification, maintenance, and quality control of the material, to determine which is the best variant in this case, concluding that, despite the advantages of structural steel, for our environment reinforced concrete is the best option.

Keywords: Budget, modeling, reinforced concrete, structural design, structural steel, value engineering.



Este certificado se encuentra en el repositorio digital de la Universidad del Azuay, para verificar su autenticidad escanee el código QR

Este certificado consta de: 1 página

INTRODUCCIÓN

El desarrollo de cualquier proyecto de construcción implica realizar inversiones en distintos servicios de ingeniería. Al momento de realizar un proyecto constructivo se busca que este sea factible y a la vez sea de buena calidad y funcionalidad. La ingeniería de valor es una metodología que busca soluciones para optimizar los costos y calidad de cualquier proyecto a través de un análisis comparativo de múltiples propuestas o diseños.

La mayor ventaja de la aplicación de ingeniería de valor está en el ahorro de costos finales de construcción al momento de revisar todas las posibles variables y seleccionar la más viable. Para esto se evalúa los múltiples sistemas constructivos, capacidad del suelo, necesidades arquitectónicas y costos de materiales. A la vez también se considera factores de calidad y tiempos de entrega.

El presente trabajo busca realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de tipo residencial de 4 pisos para la ciudad de Cuenca en hormigón armado y acero estructural para posteriormente seleccionar el diseño más favorable, considerando factores económicos y de tiempo.

En el primer capítulo se presentan las distintas características del hormigón armado y acero estructural como materiales constructivos, así como sus ventajas y desventajas. Posteriormente se indica un análisis de la construcción a nivel nacional con estadísticas de métodos y materiales más utilizados.

El segundo capítulo corresponde a la descripción general del proyecto, modelación de materiales, geometría y tipos de cargas. Se generan los dos modelos de la edificación en el software de diseño mediante el predimensionamiento de los miembros estructurales.

En el tercer capítulo se realiza el análisis estructural sismo-resistente, se definen las dimensiones necesarias de los distintos miembros estructurales, se calculan las solicitaciones a las que está sometida la estructura de forma que los miembros sean capaces de soportar y se presentan los modelos definitivos y sus planos.

En el cuarto capítulo se definen los parámetros que se evaluarán para la comparación técnica y económica. En los aspectos técnicos se considera la mano de obra, tiempo de

ejecución, dificultad de montaje, mantenimiento requerido y control de calidad y en la parte económica se presentan los presupuestos referenciales de cada variante. Finalmente, la decisión final se hará sobre la base de una ponderación de estos aspectos.

1. Objetivo general

- Realizar el análisis y diseño estructural de una edificación de cuatro pisos ubicada en la ciudad de Cuenca en tipología de hormigón armado y en acero estructural aplicando las normativas vigentes y su comparación técnica y económica.

2. Objetivos específicos

- Realizar el diseño estructural de la edificación en hormigón armado y en acero en base a los requerimientos de los códigos establecidos y ordenanzas municipales.
- Realizar el análisis estructural de la edificación mediante un software de modelación.
- Determinar el presupuesto referencial de cada modelo y realizar un análisis de ingeniería de valor.

Capítulo 1 Características constructivas del hormigón armado y acero estructural

El análisis, diseño y construcción de edificaciones ha formado parte de la historia y desarrollo de la humanidad. La estructura es la parte principal de una edificación, es la responsable de garantizar la estabilidad y seguridad de la obra. Desde este punto nace la importancia de la sismo-resistencia y estabilidad estructural dentro del campo de la ingeniería civil. Con la evolución de nuevas tecnologías e investigaciones se han generado varios cambios en el campo de la construcción debido a la incorporación de nuevos materiales, generando la definición de distintos sistemas constructivos y procedimientos estructurales. (Arellano y Mejía, 2014).

Actualmente existen varios métodos de construcción para edificaciones en función del material utilizado siendo el hormigón armado y acero estructural los más comunes en nuestro medio. La selección entre estos va a depender de varios factores como: ubicación del proyecto, tipo de suelo, mano de obra calificada en el sector, mantenimiento de la estructura, costo del material y tiempo de ejecución. (Nova, 2010)

De acuerdo a lo presentado por Arellano y Mejía (2014), en el campo de la construcción se buscan distintos recursos con la finalidad de obtener la mejor propuesta tanto en costos, como en tiempo y calidad considerando el proceso constructivo y los materiales. Desde hace algunas décadas hasta la actualidad se ha venido utilizando como material de construcción el acero estructural y hormigón armado, razón por la cual estos materiales han sido objetos de varias investigaciones en los últimos años.

El acero estructural presenta varias ventajas respecto a su resistencia, seguridad y funcionalidad, pero la principal diferencia entre estos dos materiales radica en su precio y el tiempo de ejecución. Una edificación en acero resultaría más costosa que en hormigón armado debido al mayor costo del material, sin embargo, el tiempo de construcción es menor, consiguiendo así menores gastos indirectos y la recuperación de inversión en menor tiempo. Estos aspectos se deben considerar al momento del desarrollo de un proyecto constructivo mediante un análisis específico técnico con el fin de utilizar de mejor manera los recursos disponibles.

Debido a que ambos materiales sobresalen dentro del área constructiva, se vuelve difícil decidir si un material es mejor que otro, ya que ambos exceden en ciertas características y desempeñan de mejor manera en diferentes ocasiones; por esta razón es importante realizar el debido análisis para determinar que material es el adecuado para las condiciones que presenta el proyecto, con el fin de disminuir los costos, y al mismo tiempo garantizar la seguridad y calidad de la edificación correspondiente. Caso contrario los costos del proyecto podrían aumentar de manera significativa no solamente disminuyendo las utilidades de la entidad encargada de su construcción sino llegando al límite presupuestario y en el peor de los casos llegar a comprometer la integridad de infraestructura debido a la falta de recursos destinados a la construcción de la edificación.

1.1 Hormigón armado como material constructivo

Según McCormac y Brown (2017) definen al hormigón como una mezcla fundamentalmente de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. Al cual en ciertas ocasiones especiales se le agrega uno o varios aditivos a la mezcla con el fin de cambiar ciertas características del material, siendo algunos ejemplos la resistencia, ductilidad e inclusive el tiempo de fraguado que requiere el material.

El hormigón al ser un material pétreo posee una gran resistencia a los esfuerzos de compresión, pero ocurre lo contrario cuando este es sometido a una fuerza de tracción, debido a que el material posee una resistencia muy baja a estos esfuerzos.

Con el fin de dar una solución a la falta de resistencia a los esfuerzos de tracción se creó el material conocido como hormigón armado, el cual es una combinación del hormigón con unos refuerzos de acero en forma de varillas. El uso del acero de refuerzo no se limita únicamente para la resistencia a los esfuerzos de tracción, sino también se emplea en zonas donde el miembro estructural está sometida a cargas de compresión y se requiere una mayor resistencia, para reducir las deformaciones debido a cargas de larga duración y proporcionar confinamiento lateral al hormigón. (González y Fernández, 2005)

Debido a su contenido de acero, este es capaz de resistir mayores esfuerzos de tracción convirtiéndolo en un material de construcción muy completo, siendo utilizado en diferentes miembros estructurales como columnas, vigas, cimentaciones, entre otros.

Después de varios estudios realizados por McCormac y Brown (2017) se obtuvo una mayor comprensión del comportamiento y las características que posee el hormigón armado. Gracias a esto se determinó ciertas ventajas y desventajas que posee el hormigón armado ante otros materiales utilizados dentro del campo de la construcción.

1.1.1 Ventajas del hormigón armado

- Tiene una gran resistencia a la compresión por unidad de costo a comparación de otros materiales.
- El hormigón armado tiene gran resistencia a las acciones producidas por el fuego y agua, siendo el mejor material estructural en obras con presencia de agua, y posee una gran utilidad como recubrimiento de elementos estructurales ante incendios.
- Las estructuras de hormigón armado tienen un alto grado de rigidez.
- Estas obras requieren un mínimo mantenimiento.
- Tiene una larga vida de servicio, siendo así que bajo condiciones apropiadas estas estructuras pueden durar indefinidamente debido a que la resistencia del hormigón no disminuye con el tiempo sino aumenta por la solidificación de la pasta de cemento.
- Es el único material económico disponible para zapatas, losas, muros de sótanos.
- Debido a su gran trabajabilidad se puede colocar en una amplia variedad de formas, capaz de satisfacer cualquier necesidad presentada en obra.
- Requiere de mano de obra de baja calificación para su montaje.

1.1.2 Desventajas del hormigón armado

- El hormigón tiene una resistencia muy baja a la tensión por lo que requiere de un refuerzo para los esfuerzos de tracción como el acero.

- Se requiere encofrado para mantener el concreto en posición hasta que endurezca y obras de apuntalamiento para apoyar techos, muros, pisos. Esta estructura falsa llega a representar una gran parte del costo total del proyecto.
- La baja resistencia por unidad de peso implica que los miembros sean relativamente grandes y construcción de miembros pesados, esto tiene un mayor impacto en obras con grandes luces o claros en los que el peso muerto de estos elementos tiene un gran efecto.
- Las propiedades del hormigón varían dependiendo de las propiedades y proporciones de sus materiales, y el colocado y curado del hormigón no se realiza de una manera tan controlada como otros materiales.

1.1.3 Propiedades mecánicas del hormigón armado

1. Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión del concreto se determina mediante pruebas a la falla de muestras cilíndricas de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura a los 28 días a una velocidad especificada de carga bajo el estándar ASTM. Durante el período de 28 días los cilindros se mantienen sumergidos en agua con temperatura constante y humedad del 100%.

La resistencia a la compresión para hormigones normales, que va desde 210 a 280 kg/cm², está dominada por:

- Relación agua/cemento: A menor relación, mayor resistencia
- Nivel de compactación: A mayor compactación, mayor resistencia
- Cantidad de cemento: A mayor cantidad de cemento, mayor resistencia.
- Granulometría de agregados: Mejores granulometrías dan mayores resistencias.

Con los resultados de las pruebas de compresión a los 28 días se dibujan las curvas de esfuerzo-deformación unitaria, las cuales muestran como puntos importantes:

1. Las curvas son aproximadamente rectas desde cero hasta que la carga crece entre un tercio y un medio de la resistencia última del concreto.
2. Pasado este intervalo el comportamiento del hormigón es no lineal.
3. Todos los hormigones independientemente de sus resistencias alcanzan sus resistencias últimas bajo deformaciones unitarias de aproximadamente 0.002. Para fines de cálculo según el ACI 318-14, se considera que el hormigón falla a 0.003.
4. No se tiene una resistencia a la fluencia plástica definida. Las curvas se comportan suavemente hasta sus puntos de rotura entre deformaciones unitarias de 0.003 y 0.004.

2. Módulo de elasticidad

La pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el rango lineal es conocida como módulo de elasticidad o módulo de Young.

El módulo de elasticidad del hormigón varía dependiendo de sus resistencias, la edad de este, el tipo de carga, características del cemento y agregados. Los hormigones de menor resistencia suelen mostrar una mayor capacidad de deformación que los hormigones más resistentes, es decir el módulo de elasticidad aumenta cuando la resistencia del hormigón es mayor.

La sección 19.2.2.1 del ACI 318-14 establece la siguiente expresión para calcular el módulo de elasticidad de hormigones que pesen entre 1440 y 2560 kg/m³.

$$E_c = w^{1.5} * 4000 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ecuación 1.1})$$

Donde E_c es el módulo de elasticidad en kg/cm², w el peso volumétrico del hormigón en Ton/m³ y f'_c es la resistencia a compresión en kg/cm².

3. Módulo de Poisson

Es la proporción de la expansión lateral respecto al acortamiento longitudinal cuando un cilindro se somete a cargas de compresión. Su valor varía entre 0.11 para hormigones de alta resistencia hasta 0.21 para hormigones de bajo grado.

4. Resistencia a la tensión

La resistencia a la tensión del concreto varía entre aproximadamente 8% a 15% de su resistencia a la compresión. Por esa razón en el hormigón armado los esfuerzos de tensión son absorbidos por el acero de refuerzo.

La resistencia a tensión es difícil de medir bajo cargas axiales directas, debido a esto se han desarrollado dos pruebas indirectas para medir esta resistencia: La prueba del módulo de ruptura y la prueba radial de cilindro.

Algunas investigaciones sugieren utilizar la siguiente expresión para determinar un valor aproximado del esfuerzo máximo de tracción:

$$f_t = 1.5 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ecuación 1.2})$$

Donde f_t es la resistencia a la tracción del hormigón en kg/cm^2 y f'_c la resistencia a compresión en kg/cm^2 .

5. Resistencia al corte

Debido a los resultados de ensayos (Kuchma et al. 2019) de miembros estructurales no preesforzados indican que la resistencia a los esfuerzos de cortante en el hormigón no aumenta en proporción directa con la altura del miembro estructural. También se ha demostrado que el esfuerzo a cortante es menor en vigas que poseen dimensiones mayores de altura y menor área de refuerzo longitudinal.

6. Fluencia plástica

Bajo cargas de compresión mantenidas en el tiempo, el hormigón continuará deformándose durante largos períodos. Después de la deformación inicial, la deformación adicional se llama cedencia o fluencia plástica. Se estima que un 75% de la fluencia plástica total ocurrirá durante el primer año.

La deformación a largo plazo depende de la resistencia del hormigón y es mayor cuando se utilizan hormigones de menor resistencia. Otros factores que afectan la magnitud de la fluencia plástica son:

- A mayor tiempo de curado antes de la aplicación de la carga, menor fluencia plástica.
- La fluencia plástica aumenta con la temperatura.
- A mayor humedad, menor será el agua de poro libre que pueda escapar del hormigón.
- Los hormigones con mayor porcentaje de pasta cemento-agua tienen mayor fluencia plástica.
- La adición de refuerzo en zonas de compresión reduce la fluencia plástica.

1.2 Acero estructural como material constructivo

El acero es una aleación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, este último siendo menor al 1%, también contiene pequeños porcentajes de otros elementos. A pesar de que se ha fabricado acero desde hace 2000 o 3000 años, no existía en realidad un método de producción que fuera económico hasta antes del siglo XIX.

Es probable que el primer acero se haya obtenido cuando los elementos necesarios para su producción se encontraron durante la fundición del hierro dando como resultado de manera accidental dicha aleación. Estudios señalan que en la antigüedad la manera más probable de fabricar acero era al calentar el hierro en contacto con carbón vegetal, donde la superficie del hierro absorbió cantidades pequeñas del carbón al martillarlos produciendo una capa exterior de acero endurecido, dando origen a las armas de acero que se obtuvieron como vestigios del pasado. (McCormac y Csernak, 2012)

En la actualidad el acero es uno de los principales materiales dentro de las estructuras modernas y esto se debe a sus propiedades que lo hacen muy resistente y capaz de soportar una gran carga. Como todo material tiene sus ventajas y desventajas, según McCormac y Csernak (2012) las principales son:

1.2.1 Ventajas del acero estructural

- Alta resistencia: Posee una alta resistencia por unidad de peso, lo que implica una gran capacidad con secciones menores. Esto tiene un mayor impacto en estructuras

con grandes claros, en edificaciones de gran altura y en estructuras con condiciones deficientes de cimentación.

- Uniformidad: La variación de sus propiedades no llega a ser apreciable con el paso del tiempo.
- Elasticidad: El comportamiento del acero se asemeja más al de sus hipótesis que las de otros materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos de grandes magnitudes. Los momentos de inercia de las estructuras de acero pueden ser calculados de manera precisa a diferencia del hormigón armado.
- Durabilidad: Si el mantenimiento de estas estructuras es adecuado durarán indefinidamente y bajo ciertas condiciones no se ha requerido ningún mantenimiento a base de pintura.
- Ductilidad: Este material es capaz de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos altos de tensión.
- Tenacidad: Es capaz de absorber grandes cantidades de energía dando como resultado una gran resistencia y ductilidad. Esta característica es muy importante ya que implica que los elementos de acero pueden ser sometidos a grandes deformaciones a lo largo de su fabricación y montaje, sin llegar a fisurarse o fracturarse, dando la posibilidad de doblarlos o cortarlos sin causarles daño remanente.
- Ampliaciones de estructuras existentes: Las estructuras fabricadas con acero tienen una buena capacidad para adaptarse a las posibles ampliaciones. Se puede llegar a añadir alas enteras a las edificaciones e inclusive ampliar puentes ya existentes de acero.
- Propiedades diversas: Algunas otras ventajas que posee el acero son: Facilidad de unir varios miembros por medio de conexiones simples, posibilidad de prefabricar elementos, rapidez de montaje, capacidad de laminarse en diferentes tamaños y formas, es posible ser utilizado nuevamente en otras estructuras después de ser desmontado, es un material altamente reciclable.

1.2.2 Desventajas del acero estructural

- Corrosión: El acero es susceptible a la corrosión al estar expuesto al aire y al agua, por esta razón se utiliza pintura de manera periódica para evitar este proceso. El acero

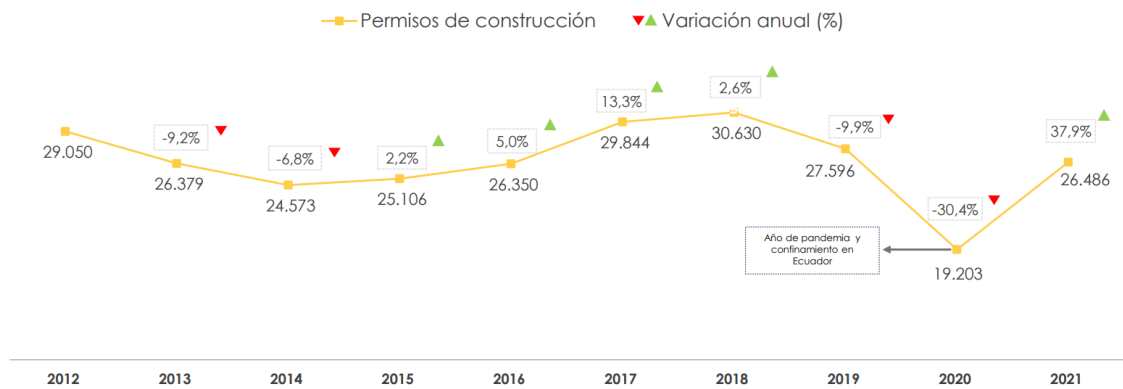
pierde en gran medida sus propiedades en ambientes agresivos si no se lo protege bien ante la corrosión.

- Débil contra el fuego: A pesar de que los miembros de acero no son combustibles, su resistencia se reduce de manera considerable a temperaturas altas que son comunes durante incendios. Debido a que este material es altamente conductor puede llegar a transmitir el calor a las diferentes zonas de la edificación. Por estas razones es importante aplicar un recubrimiento que sirva como aislante y tener un buen sistema de rociadores contra incendios.
- Susceptibilidad al pandeo: Mientras más largos y esbeltos sean los elementos a compresión es mayor el peligro de pandeo. Cuando los elementos son muy esbeltos requieren de acero adicional para rigidizarlos y evitar su pandeo.
- Fatiga: Otro factor que puede llegar a reducir la resistencia de un miembro de acero, es si se somete a un alto número de inversiones del sentido del esfuerzo o un gran número de cambios en la magnitud de la fuerza ejercida en el elemento, llegando a producir un estado de fatiga en el material.
- Fractura frágil: Bajo ciertas condiciones el acero puede perder su ductilidad dando lugar a una fractura frágil en lugares con gran concentración de esfuerzos. Las cargas que llegan a producir fatiga en el material junto a temperaturas muy bajas pueden llegar a ocasionar este tipo de fractura.

1.2 Construcción a nivel nacional y local

El sector de la construcción es uno de los más grandes e importantes dentro del desarrollo de un país por lo que este tiende a crecer a medida que el país va avanzando y una forma de obtener una idea de cómo se comporta este sector es gracias a la realización de censos a nivel nacional, en este caso conducidos por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC).

Con el objetivo de tener una idea del estado y la evolución que ha tenido el sector de la construcción en el país, se muestra la figura 1 donde se presenta el número de permisos de construcción a nivel nacional entre los años 2012 y 2021.

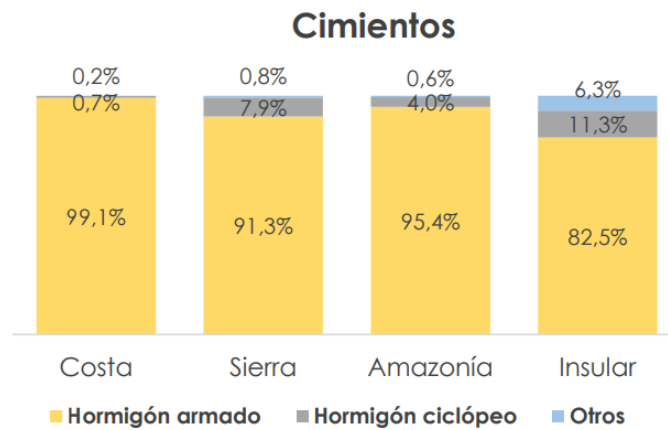
Figura 1.1. *Número de permisos de construcción a nivel nacional*

Fuente: Estadísticas de Edificaciones, (2021)

De acuerdo a la figura se puede observar que a partir del año 2015 el número de construcciones ha ido aumentando hasta el año 2018 donde empezó a disminuir y llegó a su punto más bajo en el 2020, año en el que se produjo la pandemia y confinamiento en el Ecuador, finalmente volviendo a subir el número de permisos con un 37.9% en 2021 donde se registró un comportamiento similar al año 2016.

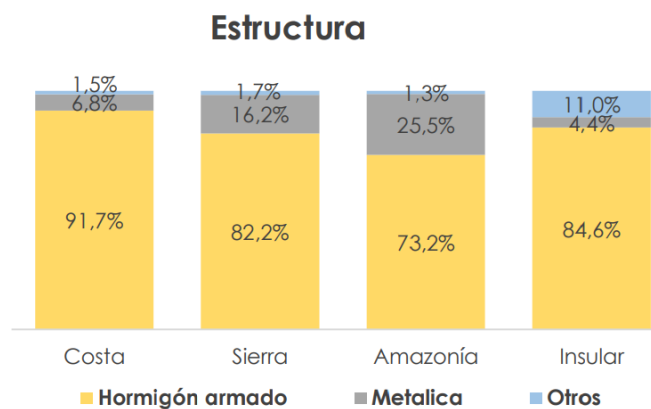
Dentro de las construcciones a nivel local el método tradicional utilizando es el porticado en hormigón armado, material utilizado en cimentación, columnas, vigas y losas, posiblemente por varias ventajas que presenta el hormigón como: alta resistencia, no necesita de mano de obra especializada, facilidad para su obtención en nuestro medio, seguridad, entre otros, sin embargo, es indispensable el control de calidad a pie de obra.

Según las Estadísticas de Edificaciones (ESED), realizada en el 2021 por la INEC, presentada en la figura 2 y la figura 3, el hormigón armado fue el principal material para la construcción de cimientos y estructuras en todas las regiones del país.

Figura 1.2. *Materiales de construcción predominantes en los cimientos por región*

Fuente: Estadísticas de Edificaciones, (2021)

Como se puede apreciar en la figura el hormigón armado se utiliza casi en la totalidad de las edificaciones del país debido a que transmite de manera uniforme las cargas al terreno y en relación a las cimentaciones de piedra poseen secciones más pequeñas. Como segundo material para cimientos se encuentra el hormigón ciclópeo que tiene un gran contenido de piedras y por lo general es más utilizado cuando existe un terreno cohesivo sin desprendimientos de tierra.

Figura 1.3. *Materiales de construcción predominantes en las estructuras por región*

Fuente: Estadísticas de Edificaciones, (2021)

En el caso de la estructura de las edificaciones se puede ver que no existe tanta dominancia del hormigón armado como en las cimentaciones, pero igual sigue siendo el material predominante en todas las regiones especialmente en la costa sobre las

estructuras metálicas. Esto debido a la gran versatilidad del material y que en el Ecuador es un método de construcción más tradicional.

Según los datos presentados en la figura 4, en el año 2021 se tuvo 27 644 nuevas edificaciones a construir, donde el 87.2 % se destinaron para edificaciones residenciales por lo que la mayoría de estas edificaciones poseen pocos niveles de altura.

Figura 1.4. *Tipos de obra de nuevas edificaciones a construir*



Fuente: Estadísticas de Edificaciones, (2021)

Esta distribución de las edificaciones en el país también tiene un impacto en el hecho de que el material más utilizado a nivel nacional es el hormigón armado, debido a que el acero estructural es más costoso y para que este llegue a ser más rentable que el hormigón armado la edificación tiene que ser de más niveles.

De acuerdo a Rojas y Arenas (2008) por lo general las obras de acero se cotiza según la masa del material utilizado, mientras que una obra en hormigón armado se cotiza tomando en cuenta el costo del material, diseño y mano de obra. Un ejemplo de la diferencia de costos es un mezanine de pórticos de acero con una estructura de 13.000 kg el cual tuvo un costo aproximado de \$ 75.400,00, mientras que la misma estructura fabricada en hormigón armado puede tener un costo de \$60.000,00, pero puede tomar más del doble de tiempo en su construcción que la de acero.

Según Nova (2010), la elección entre hormigón armado y acero estructural está condicionada por varios factores como son: accesibilidad del material, características del lugar en donde se va a construir, tiempo de ejecución y el factor económico. Estos dos últimos son los más importantes, pues debido a las características de facilidad de

armado del acero se generan menores tiempos de construcción, pero con una mayor cantidad de inversión económica.

En conclusión, el sistema constructivo y el material con el que se elija trabajar debe ser aquel que se adapte de mejor manera a las condiciones de proyecto, lugar y el que mejor resulte de un análisis técnico económico.

Capítulo 2 Modelación y prediseño de la edificación

El análisis estructural es una parte integral de cualquier proyecto de ingeniería estructural, su función empieza con la predicción del comportamiento de la estructura. Un proyecto típico presenta las siguientes etapas (Kassimali, 2015).

1. Etapa de planeación: Involucra la propuesta de la estructura, disposición general, dimensiones, consideraciones de los tipos de estructuras que pueden utilizarse y materiales a emplear. Se puede tener en cuenta otros factores no estructurales, como aspectos estéticos, ambientales, etc. Se considera la etapa más crucial del proyecto puesto que el resultado de esta fase da un sistema estructural que cumpla con los requerimientos necesarios y se espera que sea el más económico.
2. Diseño estructural preliminar: En esta etapa se pre dimensionan los elementos estructurales en base a códigos y reglamentos.
3. Determinación de cargas: Es la estimación de las cargas que se esperan que actúen en la estructura.
4. Análisis estructural: Se determinan los esfuerzos resultantes en los elementos estructurales producidos por las cargas ingresadas, así como también las deflexiones en distintos puntos de la estructura.
5. Comprobación de seguridad y servicio: Se obtienen los resultados del análisis y se verifica si la estructura cumple con los requerimientos de seguridad y servicio del código de diseño.
6. Revisión del diseño estructural: Si no se satisfacen los requisitos de la estructura, se revisan las dimensiones de los elementos y se repite el procedimiento hasta que todos los requisitos se cumplan.

2.1 Descripción general del proyecto

El proyecto busca dar un diseño estructural a un edificio de uso residencial, el cual está compuesto por: una planta baja con dos locales comerciales cada uno con sus respectivos baños y área de servicio y en la parte posterior el parqueadero. Una primera planta alta tipo mezanine con sus respectivos baños y área de servicio. La segunda y tercera planta alta para uso residencial exclusivamente.

En la segunda planta alta se propone un área de vestíbulo de que se derivan tres departamentos, el primero y segundo departamento con dos dormitorios, uno con baño completo, área social, cocina, comedor, baño social completo y área de lavandería. El tercer departamento con tres dormitorios, uno de ellos con baño completo, área social, cocina, comedor, baño social completo, y área de lavandería.

En la tercera planta alta se propone un área de vestíbulo el cual deriva en dos departamentos, cada uno con dos dormitorios, uno de ellos con baño completo, área social, cocina, comedor, baño social completo, área de lavandería y terraza.

Tabla 2.1

Distribución arquitectónica de áreas

PLANTA	ÁREA BRUTA (m ²)	USO
PLANTA BAJA	269.8	2 Locales comerciales, cocina y comedor, parqueadero
1P ALTA	269.8	Planta Mezanine
2P ALTA	288.25	3 Departamentos
3P ALTA	255.42	2 Departamentos
TOTAL (m²)	1083.27	

Fuente: Planos arquitectónicos

2.2 Normativa utilizada

Para el análisis y diseño del proyecto se hace referencia a las disposiciones establecidas en las siguientes normativas:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11
 - Capítulo 1: Cargas y materiales
 - Capítulo 2: Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente
 - NEC-SE-HM Estructuras de hormigón armado
 - Capítulo 9: Geotecnia y cimentaciones
- Hormigón armado ACI 318-19
- Acero laminado AINSI/AISC 360-16
- Acero conformado AISI S100-2016
- NEC-SE-AC Estructuras de acero

2.3 Modelamiento de los materiales

El material de construcción es la materia prima con la que el ingeniero, arquitecto o constructor realizan los proyectos de obras públicas y privadas, los cuales, junto al diseño y presupuesto, deben garantizar la salud, seguridad, bienestar y protección de la sociedad. Los materiales utilizados deben ser verificados para cumplir con los requisitos conforme con el Reglamento Técnico Ecuatoriano (RTE INEN) y la Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN), y de no existir estos se remitirán a los requisitos de las normas ASTM.

(NEC2011-Capítulo 1. Cargas y materiales, 2011).

2.3.1 Hormigón armado

Las propiedades mecánicas que se define para el diseño en hormigón armado son:

- Una resistencia a la compresión de $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$.
- Un módulo de elasticidad de $E = 232.000 \text{ kg/cm}^2$

- Un módulo de Poisson de 0.2.

Las varillas de acero de refuerzo cumplirán con:

- Un esfuerzo de fluencia de $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Un módulo de elasticidad de $E_a=2.100.000 \text{ kg/cm}^2$.

2.3.2 Acero estructural

El material correspondiente a los perfiles estructurales, placas de unión y otros son del tipo ASTM A36. El límite de fluencia será igual a 2520 kg/cm^2 . Se utilizarán perfiles tipo I compactos.

- Un módulo de elasticidad de $E_a=2.100.000 \text{ kg/cm}^2$.
- Un módulo de Poisson de 0.3.

Para el diseño de la losa, se utilizará una losa mixta para lo cual se define el uso de una placa colaborante de acero estructural galvanizado el cual cumple con la norma ASTM A653, con galvanizado G90 (Z275) y un límite de fluencia mínimo de 2600 kg/cm^2 .

2.4 Características del suelo

Para asegurar el diseño y construcción de las distintas obras de ingeniería se necesita que el suelo sea lo suficientemente estable y resistente. Por esta razón, la caracterización del suelo es imprescindible, pues nos permite tener un diseño seguro y económico de la cimentación.

La Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC 2011 Capítulo 9: Geotecnia y cimentaciones) establece que los estudios geotécnicos en cualquier etapa de proyecto son obligatorios para todas las edificaciones sobre el territorio ecuatoriano.

2.4.1 Caracterización geotécnica del subsuelo

El tipo de edificación del proyecto se debe clasificar según las unidades de construcción por categorías. Las unidades de construcción se clasifican en baja, media, alta y especial según el número de niveles y las cargas máximas de servicio. Para las cargas máximas se aplica la combinación de carga muerta más la carga viva por uso y ocupación.

Tabla 2.2.

Clasificación de las unidades de construcción por categorías

	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (KN)
BAJA	Hasta 3 niveles	Menores de 800
MEDIA	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4000
ALTA	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8000
ESPECIAL	Mayor a 20 niveles	Mayores a 8000

Fuente: NEC2011-CAP. 9. GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

Para la exploración de campo se puede usar cualquier método de exploración directa, sondeo y muestreo como:

- Calicatas o trincheras
- Veletas
- Cono estático CPT o dinámico DCP
- Dilatómetro
- Ensayo de penetración estándar, SPT.

El número mínimo de sondeos y la profundidad dependerá de la categoría de construcción.

La exploración directa se puede combinar con métodos de exploración indirecta como indica la NEC Capítulo 9 sección 3.4.2.

Las muestras obtenidas de la exploración en campo serán seleccionadas para la ejecución de ensayos de laboratorio. Las características básicas mínimas de los suelos a determinar en los ensayos son: peso unitario, humedad natural, límites de Atterberg y clasificación completa para cada estrato y sus distintos niveles de meteorización según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS. A la vez se determinan las características geomecánicas que incluyen:

- Resistencia al esfuerzo cortante

- Propiedades esfuerzo-deformación
- Propiedades de compresibilidad
- Propiedades de expansión
- Propiedades de permeabilidad

2.4.2 Datos del suelo del proyecto

Peso volumétrico $\gamma_s = 1.80 \text{ t/m}^3$

Carga admisible $\sigma_{adm} = 2 \text{ kg/cm}^2$

Ángulo de fricción $\phi = 10^\circ$

Cohesión del suelo $C = 0.05 \text{ kg/cm}^2$

2.5 Combinaciones de cargas

2.5.1 Combinaciones de cargas utilizando el diseño por resistencia

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), Capítulo 1: Cargas y materiales, sección 1.1.6.3, las estructuras, componentes y cimentaciones se diseñarán de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas según las siguientes combinaciones. Los efectos más desfavorables como viento y sismo no necesitan ser considerados simultáneamente.

1. $U_1 = 1.4 D$
2. $U_2 = 1.2 D + 1.6 L$
3. $U_3 = 1.2 D + L + E$
4. $U_4 = 0.9 D + W$
5. $U_5 = 0.9 D + E$

Donde:

D= Carga permanente

E= Carga de sismo

L= Sobrecarga (carga viva)

W= Carga de viento

2.5.2 Combinaciones de cargas nominales para diseño por el método de esfuerzo de trabajo

Las cargas se aplicarán mediante las siguientes expresiones y se usará la que produzca el efecto más desfavorable en la estructura o cimentación.

1. $U = D$
2. $U_2 = D + L$
3. $U_3 = D + 0.75L$
4. $U_4 = D + 0.7E$
5. $U_5 = 0.6D + 0.7E$
6. $U_6 = 0.6D + 0.6W$

2.6 Modelación de cargas

El cálculo de las cargas se realiza en base a las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) capítulo 1: Cargas y Materiales, donde se indican las cargas mínimas a considerar.

2.6.1 Cargas muertas

Están constituidas por el peso propio de la estructura (losas, vigas, columnas) y cargas no estructurales pero que quedan de forma permanente como instalaciones sanitarias, eléctricas muros, recubrimientos, etc.

Tabla 2.3.

Pesos unitarios de materiales de construcción.

MATERIAL	PESO UNITARIO (Kg/m ³)
Hormigón armado	2400
Acero estructural	7850

Fuente: NEC2011-CAP. 1 CARGAS Y MATERIALES

Tabla 2.4.

Cálculo de carga permanente.

MATERIAL	PESO UNITARIO (Kg/m²)
Cielorraso (De yeso sobre listones de madera)	20
Contrapisos y recubrimientos (Baldosa de cerámica, con mortero de cemento) e=2.5 cm	50
Instalaciones ligeras	10
Mampostería de ladrillo	120
TOTAL CARGA PERMANENTE	200

Fuente: NEC2011-CAP. 1 CARGAS Y MATERIALES

2.6.2 Cargas vivas

Son las sobrecargas por el uso y ocupación de la edificación, están conformadas por la masa de personas, muebles, equipos y accesorios móviles, etc.

Para determinar la carga viva se consideró el uso de cada piso:

Tabla 2.5.

Cargas vivas por uso u ocupación.

OCUPACIÓN O USO	CARGA (Kg/m²)
Almacenes (ventas al por menor primer piso)	480
Departamentos (residencias unifamiliares)	200
Corredores sobre el primer piso	400
Terrazas peatonales	480

Fuente: NEC2011-CAP. 1 CARGAS Y MATERIALES

Para el diseño del edificio en las dos variantes tanto en hormigón armado como en acero estructural se consideró la siguiente distribución de carga por piso.

Tabla 2.6.

Cargas por piso

Planta	Sobrecarga de uso (Tn/m ²)	Cargas permanentes (Tn/m ²)	Uso
N+12.00 Cubierta	0.1	0.1	Cubierta
N+9.00 3PA	0.2	0.2	Departamentos
N+6.00 2PA	0.2	0.2	Departamentos
N+3.00 1PA	0.4	0.2	Corredor
N+0.00 PB	0.48	0.2	Almacenes
Cimientos			

Fuente: Elaboración propia

Para el ingreso de cargas en el software CYPECAD para los volados y terrazas se colocó una sobrecarga de uso adicional de 280 kg/cm² para completar los 480 kg/cm² definidos solo para esa área de circulación.

2.6.3 Carga de viento

Según la NEC 2011 Capítulo 1, la velocidad de diseño para viento hasta 10 metros de altura no será menor a 75 km/h.

La acción del viento se considera que actúa como presión sobre la fachada de la estructura, para esto se establece una presión de cálculo P, que se determina mediante:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f \quad (\text{Ecuación 2.1})$$

Donde:

P= Presión de cálculo en Pa o N/m²

ρ =Densidad del aire expresada en kg/m³

V_b = Velocidad básica de viento en m/s

C_e =Coeficiente de entorno/altura

C_f =Coeficiente de forma

Según las características de la edificación y de la zona del proyecto se consideran los siguientes parámetros:

- Velocidad básica de viento: 21 m/s
- Densidad del aire= 1.25 kg/m³.
- Coeficiente de forma (Cf)= 1.3 (Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura).
- Coeficiente de entorno/altura: Según el grado de exposición.
 - Ancho de banda X(m): 15.04
 - Ancho de banda Y (m): 19.31

2.6.4 Cargas sísmicas

La respuesta de la estructura frente a sollicitaciones sísmicas del suelo se caracteriza por las aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos. El método de diseño sísmico se hace de acuerdo a la norma NEC-SE-DS.

Metodología del diseño sismorresistente: Categoría de edificio

La estructura se clasifica en una de las categorías que se establecen en la NEC-SE-DE sección 4.1 y se adopta el coeficiente I correspondiente al factor de importancia.

La estructura del proyecto corresponde a la categoría:

Tabla 2.7.

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1

Fuente: NEC-SE-DS

Sismo de diseño

El sismo de diseño es un evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño.

Requisitos para el diseño sismo resistente

- No colapso-condición de resistencia: Se verificará que la estructura no sobrepase ningún estado límite de falla.
- Limitación de daños-deformaciones: La estructura presentará derivas de piso inferiores a las admisibles.
- Ductilidad y disipación de energía: En la presencia de un sismo, el cortante desarrollado en vigas, columnas y muros dependen de la capacidad real a la flexión de las rótulas plásticas formadas por el diseño a corte. Para la obtención de la capacidad de flexión en las rótulas plásticas se considera la sobre resistencia de los materiales y las cuantías de acero reales. Es necesario garantizar un comportamiento dúctil, producido por la fluencia del acero en tracción, evitando las fallas frágiles. Las rótulas plásticas deben formarse en los extremos de las vigas, base de las columnas del primer piso y base de muros estructurales.

Requisitos constructivos

Uno de los requisitos constructivos que se debe cumplir en el diseño son los límites permisibles de las derivas máximas de los pisos. La deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso.

Tabla 2.8

Valores de Δ máximos expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	Δ máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02

Fuente: NEC-SE-DS

Método de análisis

Las estructuras deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas a partir de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes. Para el diseño se considerará el método de diseño basado en fuerzas (DBF), el cual según la norma NEC-SE-DS se usa para edificios de uso normal. Se puede realizar mediante 3 métodos:

1. Estático
2. No lineales:
 - Análisis dinámico espectral
 - Análisis paso a paso en el tiempo

Para el análisis de la estructura tanto en hormigón armado como en acero estructural se ha usado el método de análisis no lineal mediante un análisis dinámico espectral, el cual permite incorporar efectos torsionales y modos de vibración distintos al fundamental.

2.6.4.1 Procedimiento análisis dinámico espectral

- Determinación del espectro de respuesta

Se usa un espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a según lo especificado en la sección 3.3.1 NEC-SE-DS.

- Cálculo del período fundamental de vibración aproximado T_a (NEC-SE-DS 6.3.3)
- Determinación del cortante de base V (NEC-SE-DS 6.3.2)
- Determinación de las distribuciones vertical y horizontal de V

2.7 Predimensionamiento de elementos estructurales

El objetivo del predimensionamiento es generar un modelo de la estructura para poder ingresarlo en el software de diseño, para lo cual se utilizó la distribución de columnas propuesta en los planos arquitectónicos y en base a esto se realizó la distribución de vigas.

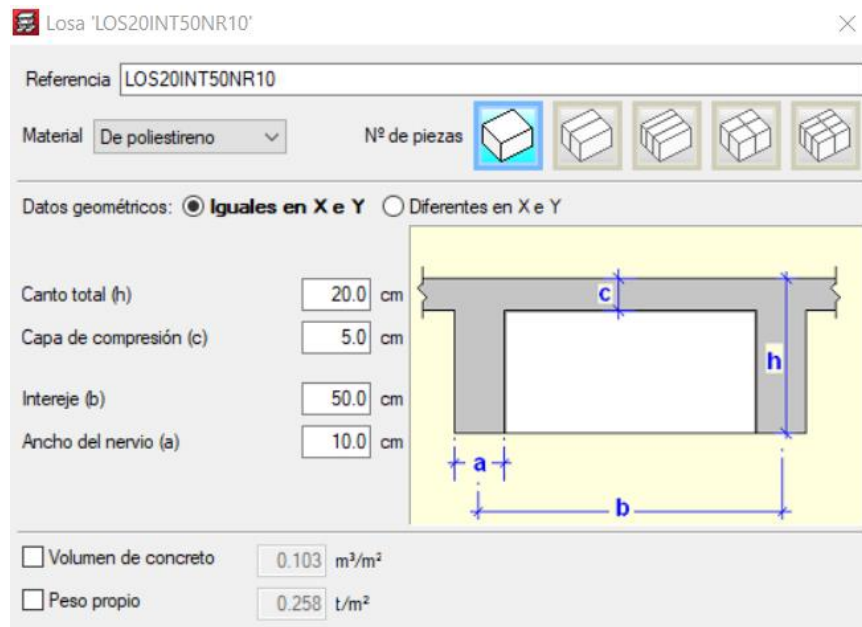
2.7.1 Predimensionamiento y levantamiento de elementos en hormigón armado

Se utilizaron columnas cuadradas, vigas rectangulares y una losa alivianada nervada.

Predimensionamiento de la losa

Se define una losa alivianada de 20cm de espesor, armada en ambos sentidos, con una capa de compresión de 5cm, intereje de 50cm y nervios de 10cm.

Figura 2.2. Características de la losa nervada



Fuente: CYPECAD.

Predimensionamiento de vigas

Se asumen secciones rectangulares en base a las siguientes relaciones:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad y \quad \frac{2}{3}h \leq b \leq \frac{1}{2}h$$

Donde:

L= Luz mayor

h=Peralte de la viga

b=Base de la viga

Tabla 2.9

Predimensionamiento vigas en hormigón armado

PERALTE VIGA

Luz mayor:	6 m	
L/15	Peralte (cm)	L/10
40	<h<	60
h escogido =	40 cm	

BASE VIGA

h=	40 cm	
(1/2)h	Base (cm)	(2/3)h
20	<b<	26.67
b escogido=	30 cm	

Fuente: Elaboración propia

Se seleccionan vigas con un peralte de 40cm y un ancho de 30cm.

Predimensionamiento de columnas

La dimensión mínima de columnas para diseños sismo resistentes es de 30cm. Para el modelo se definieron columnas de 40x40cm para todos los pisos.

Con el primer predimensionamiento se hace un primer levantamiento de la estructura hasta la cuarta planta y posteriormente se diseña la cubierta en estructura metálica.

2.7.1.1 Estructura metálica de cubierta

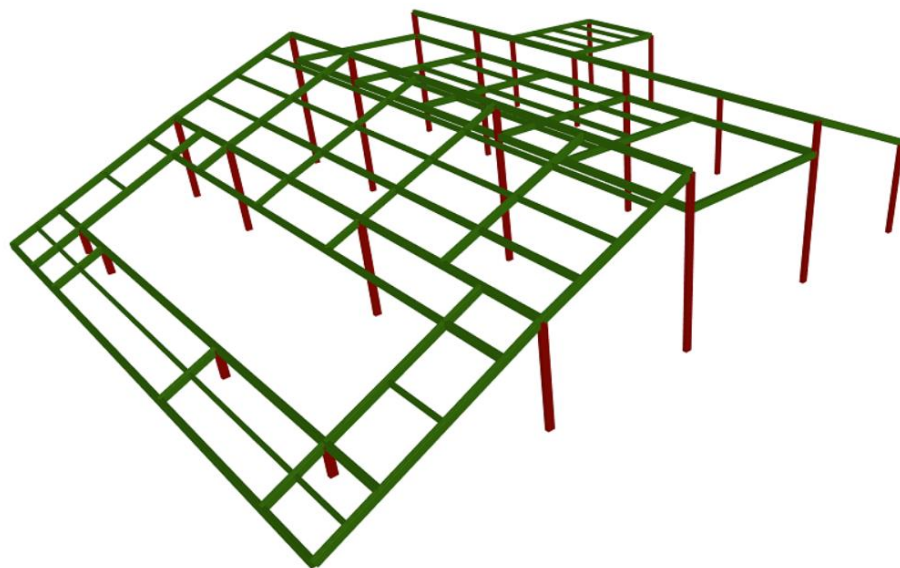
El diseño de la estructura comprende una cubierta en estructura metálica sencilla que no tiene un uso particular. La cubierta se diseñó a través del software especializado,

Estructuras 3D integradas, que hace una interface de trabajo con CYPECAD y permite el cálculo de estructuras en tres dimensiones.

La estructura se armó en perfiles de acero ASTM A36.

- a) Columnas: G150x50x15x4, Doble cajón soldado
- b) Vigas principales: G150x50x15x3, Doble cajón soldado
- c) Correas: G125x50x15x3, perfil simple

Figura 2.3. *Modelo 3D estructura metálica cubierta. (Hormigón Armado)*



Fuente: CYPECAD.

Para la cubierta metálica en la variante en acero estructural se utilizaron los mismos perfiles excepto en las columnas ya que en esta variante se mantuvieron las columnas de la estructura que en este caso fueron perfiles cuadrados de 300x300x10.

2.7.2 Predimensionamiento y levantamiento de elementos en acero estructural

Para la variante en acero asumimos columnas cuadradas de cajones, vigas en perfiles I y losa Steel deck.

Predimensionamiento de vigas

Asumimos secciones de perfil I en base a las siguientes relaciones:

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{15} \quad y \quad \frac{1}{3}h \leq b \leq \frac{1}{2}h$$

PERALTE PERFIL Hw

Luz mayor:	6 m	
L/20	Peralte (mm)	L/15
300	<h<	400
Hw escogido =	400 mm	

BASE PERFIL Bw

h=	400 mm	
(1/3)h	Base (cm)	(1/2)h
133.3	<b<	200
bw escogido=	160 cm	

Se considera que las secciones serán solo compactas, para lo cual se debe cumplir con los espesores mínimos de las secciones para un acero A36, establecidos en los requisitos de diseño de la norma ANSI/AISC 360-16 en la tabla B4.1b. Se define un perfil con un peralte de 300 mm, un ancho de 160 mm, espesor del alma de 4 mm y patín de 8 mm.

Tabla 2.10

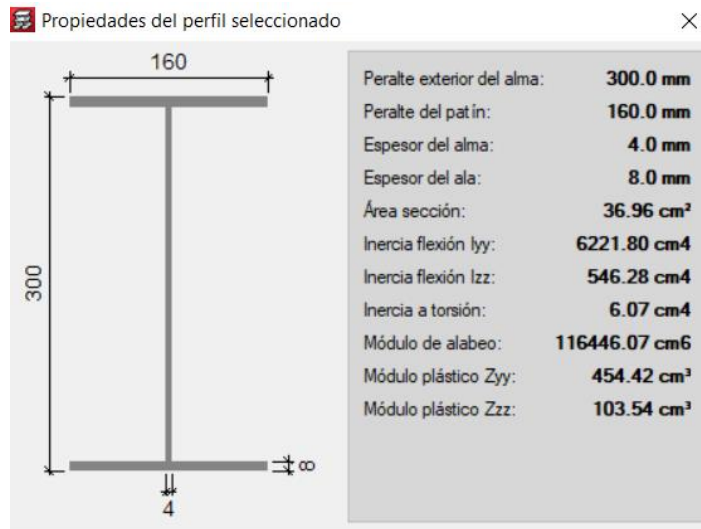
Predimensionamiento de perfiles I.

$(Bf/2tf) \leq 0.38(E/Fy)^{0.5}$				
ALAS DE VIGAS SOLDADAS TIPO I				
Bf	Espesor mínimo		Espesor mínimo	
(mm)	G50	A36	G50	A36
160	8.74	7.42	9	8

$Hw/tw \leq 3.76(E/Fy)^{0.5}$				
ALMAS DE VIGAS SOLDADAS TIPO I				
Hw	Espesor mínimo		Espesor mínimo	
(mm)	G50	A36	G50	A36
300	3.31	2.81	4	3

Fuente: Elaboración propia

Figura 2.4. Predimensionamiento de vigas en acero estructural



Fuente: CYPECAD.

Para las viguetas se define un perfil con un peralte de 160 mm, un ancho de 100 mm, espesor del alma de 4 mm y patín de 5 mm.

Tabla 2.11

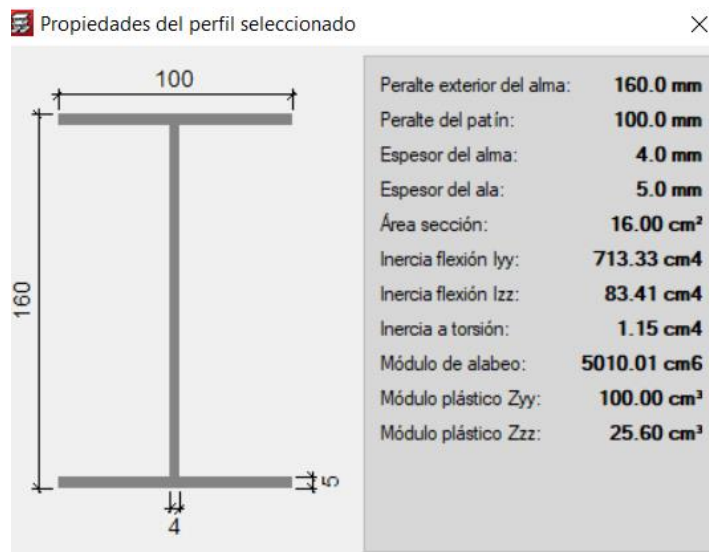
Predimensionamiento de perfiles I viguetas.

$(B_f/2t_f) \leq 0.38(E/F_y)^{0.5}$				
ALAS DE VIGAS SOLDADAS TIPO I				
B _f	Espesor mínimo		Espesor mínimo	
(mm)	G50	A36	G50	A36
100	5.46	4.64	6	5

$H_w/t_w \leq 3.76(E/F_y)^{0.5}$				
ALMAS DE VIGAS SOLDADAS TIPO I				
H _w	Espesor mínimo		Espesor mínimo	
(mm)	G50	A36	G50	A36
160	1.77	1.50	2	2

Fuente:Elaboración propia.

Figura 2.5. Predimensionamiento de viguetas en acero estructural

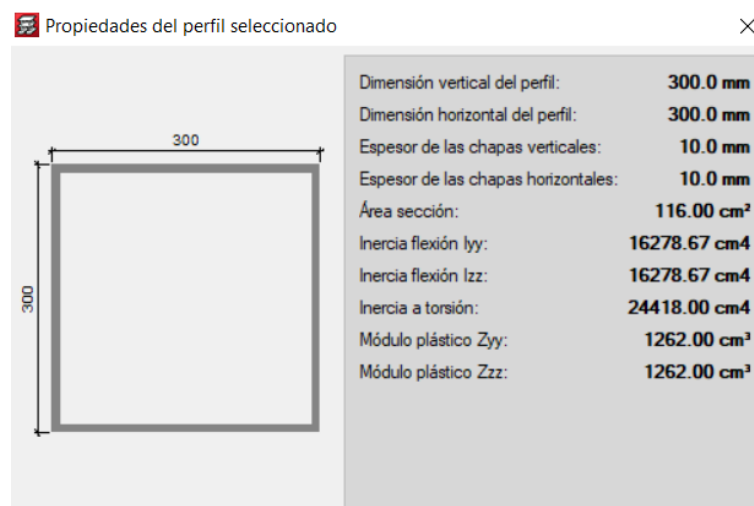


Fuente: CYPECAD.

Predimensionamiento columnas

Se definen columnas de sección cuadrada de 30x30 cm y 10cm de espesor.

Figura 2.6. Predimensionamiento de columnas en acero estructural



Fuente: CYPECAD.

2.8 Evaluación sísmica variante en hormigón armado

Una vez definido el prediseño de los elementos estructurales se realiza un primer levantamiento del modelo en un software de diseño CYPECAD en el cual se ingresa además de la estructura, las condiciones de carga y servicio, así como las cargas de viento y se define los parámetros para el diseño sísmico.

Consideraciones para la evaluación sísmica

- **Lugar de emplazamiento:** Región Sierra, provincia Azuay, cantón Cueca.
- **Zona sísmica del Ecuador:** II.
- **Caracterización del peligro sísmico:** Alta.
- **Características del suelo del sitio de emplazamiento:** Perfiles de suelos densos o roca blanda (Tipo C).
- **Tipo de uso e importancia de la estructura:** Otras estructuras. (Edificaciones que no tienen uso especial como hospitales, museos, etc.)

2.8.1 Parámetros necesarios para la definición del espectro

Sistema estructural: Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas y muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.

Z: Factor de zona (NEC-SE-DS 2014, Tabla 1) Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II	Z : <u>0.25</u>
h: Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos	h : <u>2.48</u>
F_a: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 3)	F_a : <u>1.30</u>
F_a: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 4)	F_a : <u>1.28</u>
F_s: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 5) Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II	F_s : <u>0.94</u>
I: Factor de importancia (NEC-SE-DS 2014, Tabla 6) Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras	I : <u>1.00</u>

r: Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)

r : 1.00

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C

T_C: Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)

T_C : 0.51 s

$$T_C = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

1.2.2.- Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (R·F_P·F_E) correspondiente a cada dirección de análisis.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \quad R \cdot \phi_P \cdot \phi_E \geq 1$$

Factor de comportamiento / Coeficiente de ductilidad

R_X: Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

R_X : 8.00

R_Y: Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

R_Y : 8.00

F_P: Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a)

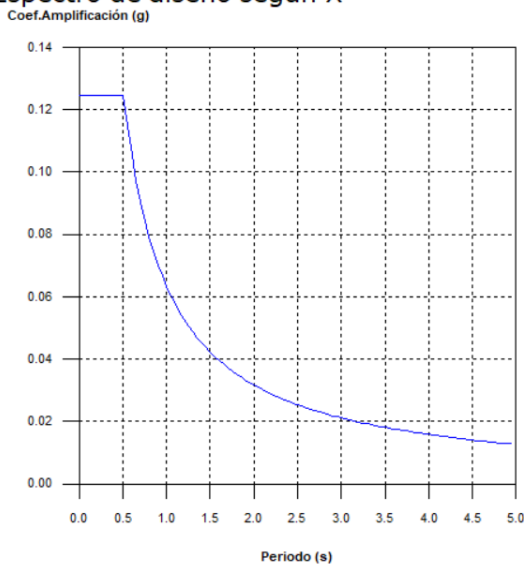
F_P : 0.90

F_E: Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b)

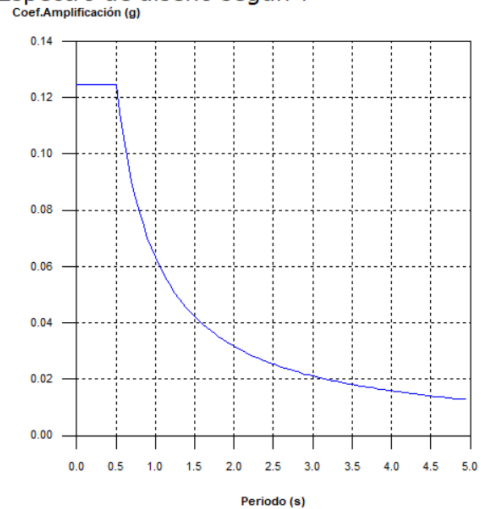
F_E : 0.90

Figura 2.7. Espectros de diseño para modelo en hormigón armado

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y

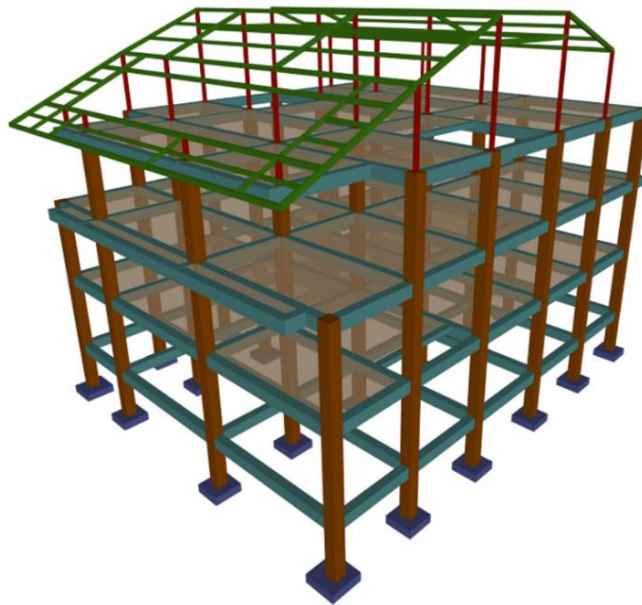


Fuente: Justificación sísmica (Hormigón). CYPECAD

Una vez definido el espectro de diseño de aceleraciones se evalúan los modos de vibración que involucren al menos el 90% de la masa total de la estructura. Se revisan los coeficientes de participación sísmica y la deformada del edificio con el fin de verificar no que la estructura no esté sometida a torsión.

2.8.2 Primer modelo en hormigón armado

Figura 2.8. *Primer modelo en hormigón armado*



Fuente: CYPECAD

Tabla 2.12

Coefficientes de participación sísmica del primer modelo.

Modo	T	Lx	Ly	Lgz	Mx	My
Modo 1	0.545	0.973	0.0066	0.2307	91.36%	0%
Modo 2	0.494	0.0053	0.3309	0.9437	0.02%	78.81%
Modo 3	0.444	0.0164	0.056	0.9984	0.03%	12.68%
Total					91.41%	91.49%

Fuente: CYPECAD

En el análisis del primer levantamiento se obtienen los coeficientes de participación sísmica donde se observa que para el segundo y tercer modo de vibración se tienen valores muy altos para el coeficiente de participación rotacional (L_{gz}). En la deformada

de la estructura se observa que para el modo 2 en el sismo en el eje y, existe torsión excesiva en las columnas del eje A y F, por lo cual se debe cambiar secciones o buscar otras soluciones para evitar estas deformaciones. Este comportamiento se da debido a varias irregularidades en cada planta por escaleras o por diferentes configuraciones geométricas en cada nivel.

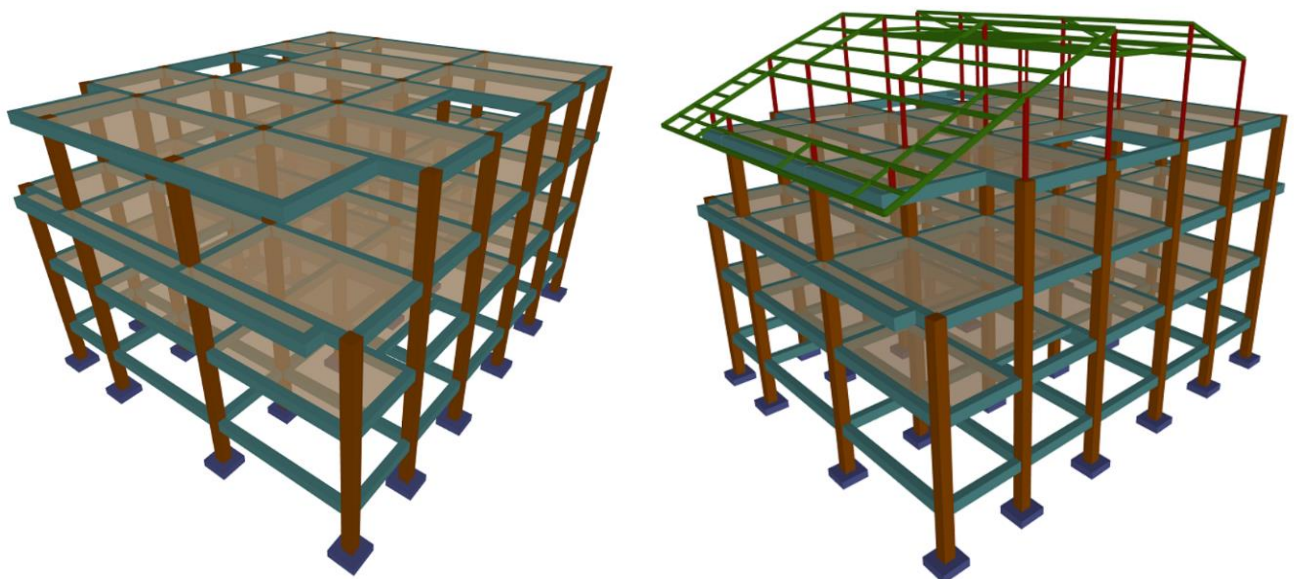
Este análisis previo es muy importante, pues se busca que el primer y segundo modo sean únicamente traslacionales en x (L_x) y en y (L_y) respectivamente para evitar esfuerzos muy altos que requieran armados sobredimensionados.

Con la introducción de elementos constructivos que participen en la rigidez total del edificio se pueden corregir comportamientos de la edificación y redistribuir esfuerzos para reducir cuantías de acero en elementos como vigas y columnas. En los siguientes levantamientos se introduce el modelo con varios cambios que buscan mejorar el comportamiento de la estructura para así empezar el diseño de los miembros estructurales.

2.8.3 Segundo modelo en hormigón armado

Para el segundo modelo se cambiaron las dimensiones de las columnas A2, A3, F2, F3 60x40cm, buscando una mayor sección en el eje x para dar una mayor rigidez a la estructura.

Figura 2.9. Segundo modelo en hormigón armado



Fuente: CYPECAD

Tabla 2.13

Coefficientes de participación sísmica del segundo modelo.

Modo	T	Lx	Ly	Lgz	Mx	My
Modo 1	0.522	0.9777	0.0061	0.2101	90.65%	0%
Modo 2	0.488	0.0052	0.4678	0.8838	0.01%	85.48%
Modo 3	0.425	0.0163	0.0367	0.993	0.03%	5.90%
Total					90.69%	91.38%

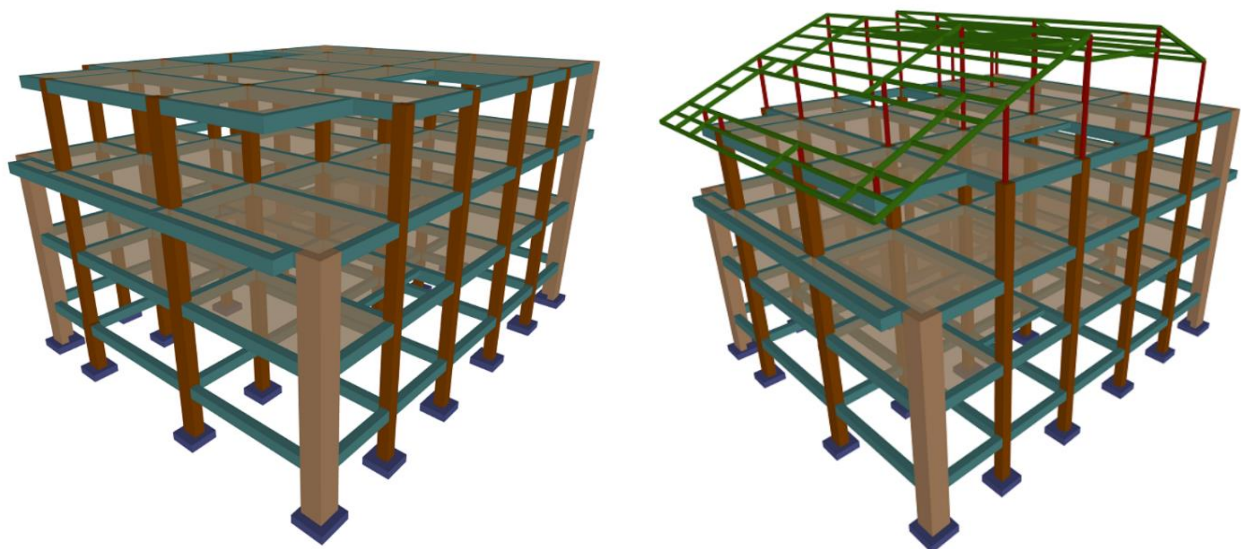
Fuente: CYPECAD

Se observa que en el modo 2 disminuyó el coeficiente de participación rotacional (L_{gz}) y aumentó el coeficiente de participación en el eje y (L_y) con respecto al primer levantamiento. Mediante la deformada se observa que aún existe torsión para el caso del modo 2 con el sismo en dirección del eje Y.

2.8.4 Tercer modelo en hormigón armado

En un tercer levantamiento se mantienen los cambios del segundo modelo y se cambiaron las secciones de las columnas A1, A4, F1, F4 por una sección en L, de 75x75x30 cm, buscando así dar una mayor rigidez en los lugares en donde se producía una mayor torsión.

Figura 2.10. *Tercer modelo en hormigón armado*



Fuente: CYPECAD

Tabla 2.14.

Coefficientes de participación sísmica del tercer modelo.

Modo	T	Lx	Ly	Lgz	Mx	My
Modo 1	0.484	0.9596	0.0237	0.2802	89.16%	0.05%
Modo 2	0.46	0.0208	0.7325	0.6805	0.07%	88.04%
Modo 3	0.362	0.015	0.0184	0.9998	0.06%	1.55%
Modo 4	0.169	0.6805	0.0006	0.7328	1.62%	0.00%
Modo 5	0.145	0.0696	0.6532	0.754	0.08%	7.43%
Total					90.99%	97.07%

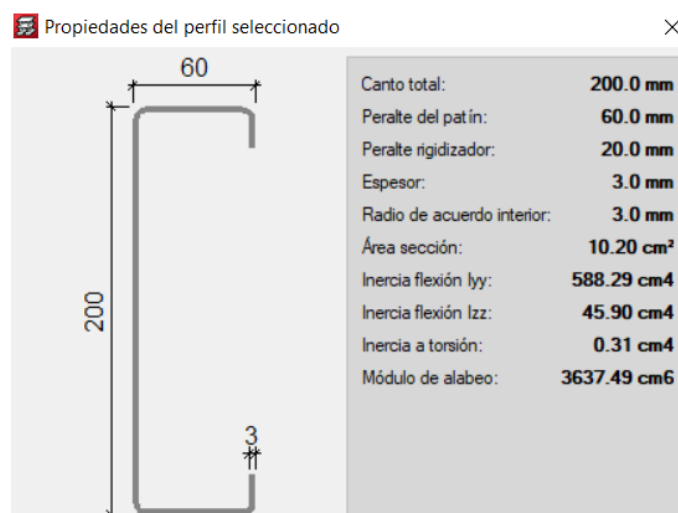
Fuente: CYPECAD

Se obtienen valores menores de torsión para el modo 2 respecto al segundo modelo levantado y a la vez se consigue un mayor coeficiente de participación en el eje y. En la deformada se puede observar que la torsión es mucho menor y se da en mayor proporción en las columnas A3 y A4, por lo cual se busca una mayor rigidez en el eje y para evitar esta rotación.

2.8.5 Cuarto modelo en hormigón armado

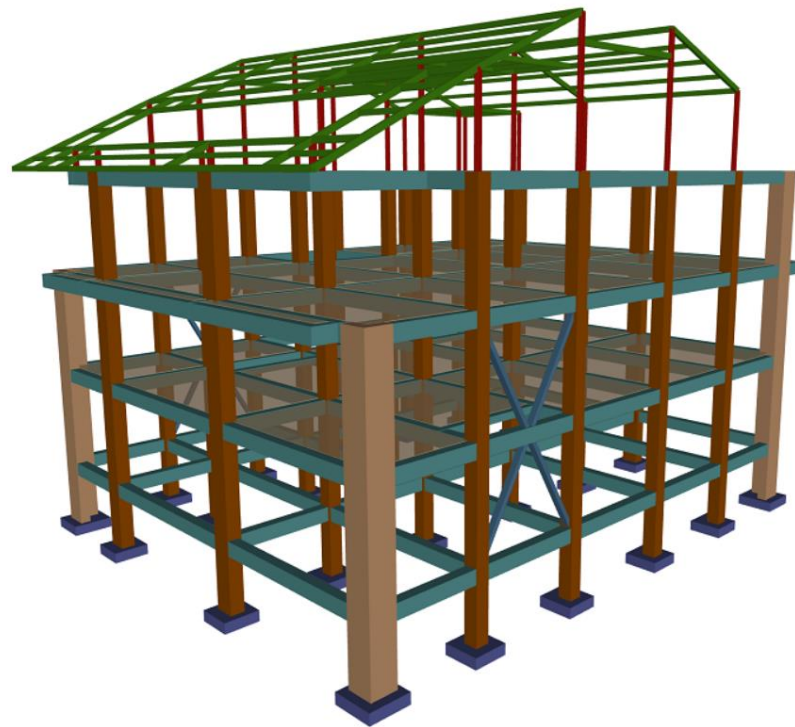
Para el cuarto modelo se agregaron vigas inclinadas en la planta baja y primera planta alta entre las columnas B1 y C1, B4 y C4 con el fin de arriostrar esta sección y evitar el giro de las columnas. El perfil utilizado es un doble cajón soldado de 200x60x3.

Figura 2.11. *Perfil de vigas de arriostramiento.*



Fuente: CYPECAD

Figura 2.12. Cuarto modelo en hormigón armado



Fuente: CYPECAD

Tabla 2.15

Coefficientes de participación sísmica del cuarto modelo

Modo	T	Lx	Ly	Lgz	Mx	My
Modo 1	0.484	0.9773	0.006	0.2119	89.26%	0.00%
Modo 2	0.39	0.0061	0.7467	0.6652	0.01%	87.53%
Modo 3	0.323	0.0162	0.0176	0.9998	0.02%	1.42%
Modo 4	0.169	0.6177	0.0007	0.7864	1.61%	0.00%
Modo 5	0.144	0.106	0.6046	0.7895	0.26%	8.38%
Total					91.16%	97.33%

Fuente: CYPECAD

En el cuarto modelo se observa que disminuyó el coeficiente de participación rotacional y aumentó el coeficiente de participación en el eje y, además se observa en la deformada que se tiene menor torsión en los distintos modos de vibración, por lo tanto, se empezará el dimensionamiento de los miembros estructurales con esta variante de modelo.

De esta variante final se presenta el rango de períodos abarcados por los modos estudiados.

Condición Sismo X1			Condición Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)	Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.484	0.124	Modo 2	0.390	0.124

2.8.6 Corrección por cortante basal

El programa de CYPECAD mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal obtiene el cortante basal dinámico.

Sismo X1, $V_{dx} = 60.11$ ton

Sismo Y1, $V_{dy} = 59.42$ ton

$V_{d,x}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

De igual manera se obtiene el cortante basal estático para cada una de las direcciones de análisis para realizar la verificación de la condición de cortante basal, en la cual se espera que el valor del cortante dinámico en la base (V_d) no sea menor que el 85% del cortante basal sísmico estático (V_s) y en caso de que no se cumpla esa condición se multiplicarán por un factor de modificación todos los parámetros de respuesta dinámica. En este caso se cumple la condición de cortante por lo tanto no se necesita ningún factor de modificación. Los cálculos completos de los cortantes basales se encuentran adjuntos en el anexo: Justificación sísmica Hormigón Armado.

Tabla 2.16.

Peso sísmico de la estructura

Planta	w_i (t)
N+9.00	156.1654
N+6.00	198.1187
N+3.00	179.1255
$W = \sum w_i$	533.4096

Fuente: Justificación sísmica (Hormigón armado). CYPECAD

$$V_{s,x}=66.35 \text{ ton}$$

$$V_{s,y}=66.35 \text{ ton}$$

$V_{s,x}$: Cortante sísmico en la base.

$V_{s,y}$: Cortante sísmico en la base.

Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Irregular

Tabla 2.17

Condición de cortante basal mínimo

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,x1} > 0.85 \cdot V_{s,x}$ 60.1081 t > 56.3949 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,y1} > 0.85 \cdot V_{s,y}$ 59.4234 t > 56.3949 t	N.P.

Fuente: Justificación sísmica (Hormigón armado). CYPECAD

$V_{d,x}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{s,x}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$V_{s,y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica

N.P.: No procede

2.8.7 Control de derivas

Las deformaciones son un parámetro crítico de diseño, por lo cual se hace énfasis en el cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. El diseño debe garantizar deformaciones inelásticas controlables que sean menores a la máxima permitida.

Tabla 2.18

Valores de Δ máximos expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de	Δ máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.010

Fuente: NEC-SE-DS

Las derivas obtenidas se calcularán para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales y para cada piso. Según la NEC-1, Norma Ecuatoriana de la Construcción. Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, 2011, en las estructuras de hormigón armado para el cálculo de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de inercias agrietadas y se considera:

- $0.5I_g$ para vigas
- $0.8I_g$ para columnas
- $0.6I_g$ para muros estructurales

Los valores de los desplazamientos se obtienen mediante el software de diseño dando los siguientes resultados:

Tabla 2.19

Deriva máxima local (Hormigón armado)

Desplome local máximo de los pilares							
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas		$\Delta_{\text{máx}}$	Condición	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		Dirección X	Dirección Y
N+9.00	-	-	0.0042	0.0036	0.02	cumple	cumple
N+6.00	-	-	0.0050	0.0033	0.02	cumple	cumple
N+3.00	-	-	0.0049	0.0033	0.02	cumple	cumple
N+0.00	-	-	0.0024	0.0019	0.02	cumple	cumple

Desplome local máximo de las pantallas							
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas		$\Delta_{\text{máx}}$	Condición	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		Dirección X	Dirección Y
N+9.00	-	-	0.0041	0.0036	0.02	cumple	cumple
N+6.00	-	-	0.0050	0.0033	0.02	cumple	cumple
N+3.00	-	-	0.0048	0.0033	0.02	cumple	cumple
N+0.00	-	-	0.0022	0.0018	0.02	cumple	cumple

Fuente: Justificación sísmica (Hormigón armado). CYPECAD

Tabla 2.20

Deriva máxima total (Hormigón armado)

Desplome total máximo de los pilares						
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas		$\Delta_{\text{máx}}$	Condición	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		Dirección X	Dirección Y
-	-	0.0043	0.0032	0.02	cumple	cumple

Desplome total máximo de las pantallas						
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas		$\Delta_{\text{máx}}$	Condición	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		Dirección X	Dirección Y
-	-	0.0042	0.0031	0.02	cumple	cumple

Fuente: Justificación sísmica (Hormigón armado). CYPECAD

2.9 Evaluación sísmica variante en acero estructural

Una vez definidas las dimensiones de vigas, columnas y el tipo de losa en el predimensionamiento se realiza el levantamiento en el software de diseño CYPECAD y se analiza el comportamiento de la estructura.

Consideraciones para la evaluación sísmica

- **Lugar de emplazamiento:** Región Sierra, provincia Azuay, cantón Cueca.
- **Zona sísmica del Ecuador:** II.
- **Caracterización del peligro sísmico:** Alta.
- **Características del suelo del sitio de emplazamiento:** Perfiles de suelos densos o roca blanda (Tipo C).
- **Tipo de uso e importancia de la estructura:** Otras estructuras. (Edificaciones que no tienen uso especial como hospitales, museos, etc.)

Sistema estructural

R_X: Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16) **R_X : 6.00**

R_Y: Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16) **R_Y : 6.00**

F_P: Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a) **F_P : 0.90**

F_E: Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b) **F_E : 0.90**

Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Irregular

2.9.1 Parámetros necesarios para la definición del espectro

Z: Factor de zona (NEC-SE-DS 2014, Tabla 1) Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II	Z : <u>0.25</u>
h: Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos	h : <u>2.48</u>
F_a: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 3)	F_a : <u>1.30</u>
F_d: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 4)	F_d : <u>1.28</u>
F_s: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 5) Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II	F_s : <u>0.94</u>
I: Factor de importancia (NEC-SE-DS 2014, Tabla 6) Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras	I : <u>1.00</u>
r: Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C	r : <u>1.00</u>
T_c: Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)	T_c : <u>0.51 s</u>

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente ($R \cdot F_P \cdot F_E$) correspondiente a cada dirección de análisis.

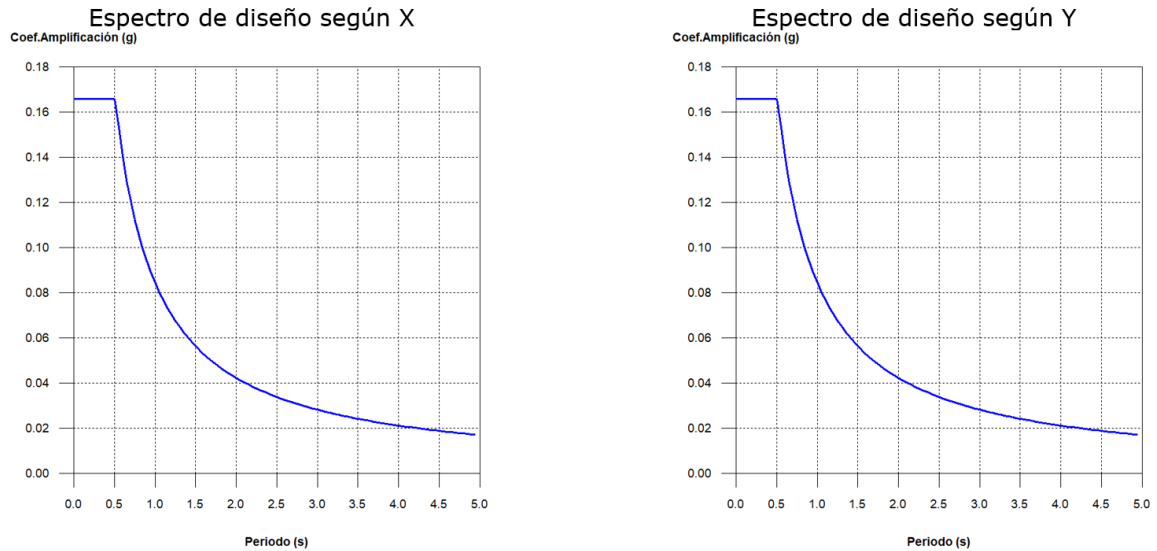
$$S_a = \frac{S_{ae}}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \quad R \cdot \phi_P \cdot \phi_E \geq 1$$

Factor de comportamiento / Coeficiente de ductilidad

R_x: Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)	R_x : <u>6.00</u>
---	------------------------------------

R_Y : Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)	R_Y : <u>6.00</u>
F_P : Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a)	F_P : <u>0.90</u>
F_E : Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b)	F_E : <u>0.90</u>

Figura 2.13. *Espectros de diseño para modelo en acero estructural.*

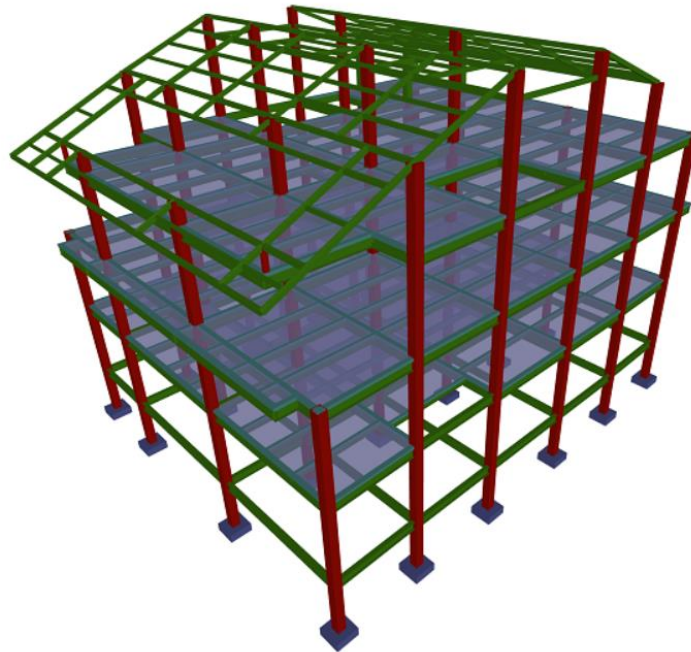


Fuente: Justificación sísmica (Acero estructural). CYPECAD

Una vez definido el espectro de diseño de aceleraciones se evalúan los modos de vibración de igual manera como se realizó en la variante en hormigón armado. Se revisan los coeficientes de participación sísmica y la deformada del edificio con el fin de verificar no que la estructura no esté sometida a deformaciones excesivas o a torsión.

2.9.2 Primer modelo en estructura de acero

Figura 2.14. *Primer modelo en acero estructural*



Fuente: CYPECAD

Tabla 2.21

Coefficientes de participación sísmica del primer modelo en acero

Modo	T	Lx	Ly	Lgz	Mx	My
Modo 1	0.604	0.8778	0.0163	0.4787	90.91%	0.03%
Modo 2	0.542	0.0154	0.4313	0.9021	0.11%	83.88%
Modo 3	0.461	0.0125	0.0456	0.9989	0.21%	8.08%
Total					91.23%	91.99%

Fuente: CYPECAD

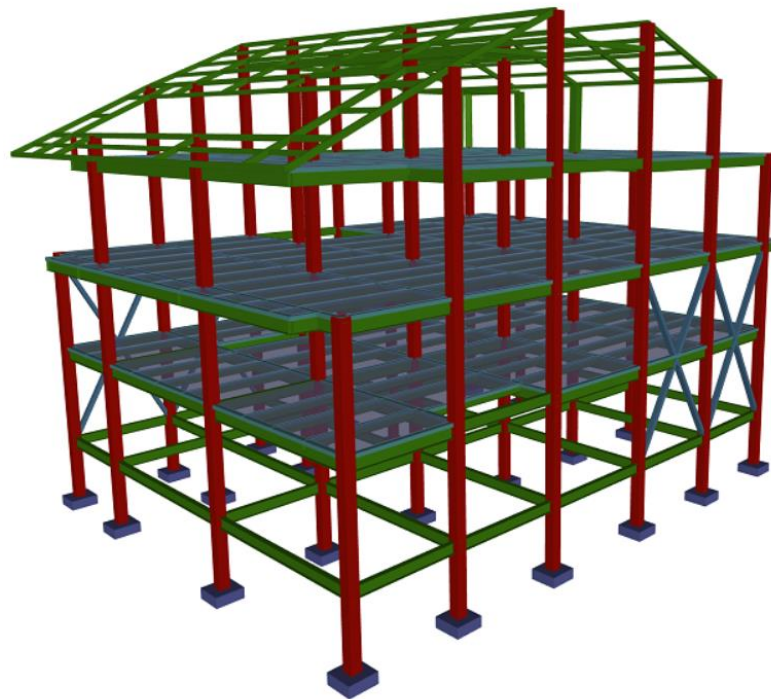
En el análisis del primer levantamiento al igual que en el primer modelo en hormigón armado se observa que para el segundo y tercer modo de vibración se tienen valores muy altos para el coeficiente de participación rotacional (L_{gz}). En la deformada de la estructura se observa que para el modo 2 en el sismo en el eje y, existe torsión excesiva por lo cual se debe buscar soluciones para evitar estas deformaciones.

Mediante este análisis se busca que el primer y segundo modo sean únicamente traslacionales en x (L_x) y en y (L_y) respectivamente para evitar esfuerzos muy altos que requieran secciones muy grandes. Con la introducción de elementos constructivos que participen en la rigidez total del edificio se pueden corregir comportamientos de la edificación y redistribuir esfuerzos.

2.9.3 Segundo modelo en estructura de acero

Para el segundo modelo se agregaron vigas inclinadas en la planta baja y primera planta alta entre las columnas A1, B1, C1 y D4, E4, F4 con el fin de arriostrar esta sección y disminuir el efecto de torsión. El perfil utilizado es igual al utilizado en el cuarto modelo en hormigón armado, un doble cajón soldado de 200x60x3.

Figura 2.15. *Segundo modelo en acero estructural*



Fuente: CYPECAD

Tabla 2.22

Coefficientes de participación sísmica del segundo modelo en acero

Modo	T	Lx	Ly	Lgz	Mx	My
Modo 1	0.603	0.9768	0.0046	0.214	91.21%	0.00%
Modo 2	0.351	0.0022	0.6304	0.7763	0.00%	88.00%
Modo 3	0.315	0.0159	0.0268	0.9996	0.00%	2.92%
Total					91.21%	90.92%

Fuente: CYPECAD

En este segundo modelo se observa que disminuyó el coeficiente de participación rotacional y aumentó el coeficiente de participación en el eje y para el modo 2. Además, se observa en la deformada que se tiene menor torsión en los distintos modos de vibración, por lo tanto, se empezará a realizar las comprobaciones de los miembros estructurales con este modelo.

De esta variante final se presenta el rango de períodos abarcados por los modos estudiados.

Condición Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.603	0.140

Condición Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.351	0.166

2.9.4 Corrección por cortante basal

El programa de CYPECAD mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal obtiene el cortante basal dinámico.

Sismo X1, $V_{dx} = 47,31$ ton.

Sismo Y1, $V_{dy} = 55.07$ ton.

V_{dx} : Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica.

V_{yx} : Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica.

De igual manera se obtiene el cortante basal estático para cada una de las direcciones de análisis para realizar la verificación de la condición de cortante basal, en la cual se espera que el valor del cortante dinámico en la base (V_d) no sea menor que el 85% del cortante basal sísmico estático (V_s) y en caso de que no se cumpla esa condición se

multiplicarán por un factor de modificación todos los parámetros de respuesta dinámica: $0.85 \cdot V_s/V_d$.

Tabla 2.23

Peso sísmico total de la estructura

Planta	w_i (t)
N+9.00	119.8072
N+6.00	139.4544
N+3.00	123.2949
$W=\sum w_i$	382.5566

Fuente: Justificación sísmica (Acero estructural). CYPECAD

$V_{s,x} = 61.138$ ton.

$V_{s,y} = 61.138$ ton.

$V_{s,x}$: Cortante sísmico en la base.

$V_{s,x}$: Cortante sísmico en la base.

Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Irregular

Tabla 2.24

Condición de cortante basal mínimo

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,x1} \geq 0.85 \cdot V_{s,x}$ 60.1299 t \geq 53.9279 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,y1} \geq 0.85 \cdot V_{s,y}$ 59.3471 t \geq 53.9279 t	N.P.

Fuente: Justificación sísmica (Acero estructural). CYPECAD

$V_{d,x}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{s,x}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$V_{s,y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica

N.P.: No procede

En este caso se cumple la condición de cortante por lo tanto no se necesita ningún factor de modificación. Los cálculos completos de los cortantes basales se encuentran adjuntos en el anexo: Justificación sísmica Acero estructural.

2.9.5 Control de derivas

Al igual que lo descrito para la variante en hormigón armado se debe garantizar que las deformaciones inelásticas no sean mayores a la máxima permitida.

Los valores de los desplazamientos se obtienen mediante el software de diseño dando los siguientes resultados:

Tabla 2.25

Deriva máxima local (Acero estructural)

Desplome local máximo de los pilares							
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas		$\Delta_{\text{máx}}$	Condición	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		Dirección X	Dirección Y
N+9.00	0.0002	-	0.0049	0.0031	0.02	cumple	cumple
N+6.00	0.0003	-	0.0069	0.0021	0.02	cumple	cumple
N+3.00	0.0003	0.0001	0.0072	0.0028	0.02	cumple	cumple
N+0.00	0.0002	-	0.0037	0.0026	0.02	cumple	cumple

Fuente: Justificación sísmica (Acero estructural). CYPECAD

Tabla 2.26

Deriva máxima total (Acero estructural)

Desplome total máximo de los pilares						
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas		$\Delta_{\text{máx}}$	Condición	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		Dirección X	Dirección Y
0.0003	-	0.0061	0.0027	0.02	cumple	cumple

Fuente: Justificación sísmica (Acero estructural). CYPECAD

Con lo desarrollado en este capítulo se tiene ya definidas las dos variantes de diseño en Hormigón armado y Acero estructural. Se ha definido las características de los materiales y las cargas a las que la estructura va a estar sometida. Además, se realizó el predimensionamiento de las secciones para los elementos estructurales y se verificó que se cumpla el criterio de deriva de piso. Las dimensiones establecidas de las secciones son previas a las definitivas que ahora serán diseñadas para resistir los diferentes requerimientos de resistencia.

Capítulo 3 Diseño estructural en hormigón armado y en acero

3.1 Diseño estructural en Hormigón Armado

Se modeló la cuarta variante de la edificación en hormigón armado como una estructura aporricada, la cual está compuesta por: cimientos, columnas, vigas y losas alivianadas. Los diseños definitivos se ven en los planos anexados.

3.1.1 Diseño de vigas

Las vigas son elementos capaces de resistir las fuerzas que se transmiten mediante los sistemas de pisos y estas a su vez transmiten estos esfuerzos a las columnas en donde se apoyan. El diseño de estos elementos se fundamenta en esfuerzos de flexión y cortante.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM 4.2.1 establece algunos requisitos para vigas y otros elementos estructurales sometidos a flexión, entre las cuales están:

- La luz libre sea mayor que cuatro veces la altura útil de la sección transversal.
- El ancho mínima b es 250 mm.
- El peralte mínimo debe cumplir con los requisitos del ACI 318, sección 9.3.1.1.

Tabla 3.1

Altura mínima de vigas no preesforzadas.

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyada	$l/16$
Con extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: ACI 318-14. Sección 9.3.1.1

Para el diseño por flexión la resistencia del hormigón en la zona de tracción es despreciada.

Refuerzo longitudinal mínimo para flexión en vigas

El ACI 18-14, establece que se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión A_s , la cual debe ser la mayor entre:

$$a) \quad A_{s_{min}} = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d \quad (\text{Ecuación 3.1})$$

$$b) \quad A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad (\text{Ecuación 3.2})$$

Donde:

$A_{s_{min}}$ = Área mínima de refuerzo de flexión (mm²).

b_w : Ancho de la viga.

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm).

f_y : Resistencia a la fluencia del refuerzo (MPa).

$f'c$: Resistencia a la compresión del hormigón (MPa).

Diseño a flexión

La obtención del acero de refuerzo longitudinal necesario en la sección transversal de la viga se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$A_s = k * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * k * d * f_y}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.3})$$

$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} \quad (\text{Ecuación 3.4})$$

Donde:

$\phi=0.90$

A_s : Área de acero necesaria en la sección (cm²).

Diseño a cortante

En las vigas de hormigón armado hay dos maneras en que se resisten las solicitaciones de corte, la primera se presenta por la resistencia solo del hormigón y la segunda por la resistencia que presenta el acero transversal o diagonal.

En la sección 5.1.1 de la NEC-S-Hm se establece la resistencia nominal que viene dada por la expresión:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ecuación 3.5})$$

V_n = Resistencia nominal al cortante

V_c = Resistencia nominal proporcionada por el hormigón

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el esfuerzo a cortante

El requisito para cortante que se debe cumplir es:

$$V_u < \phi V_n$$

V_u = Esfuerzo de corte solicitante mayorado en la sección.

V_n = Resistencia nominal a cortante de la viga.

El factor de reducción de resistencia a cortante ϕ es de 0.75.

Estribos de confinamiento

Se deben colocar estribos de confinamiento de al menos 10 mm de diámetro en toda la longitud de traslape de varillas de refuerzo longitudinal.

Los estribos de confinamiento se deben colocar en las siguientes regiones:

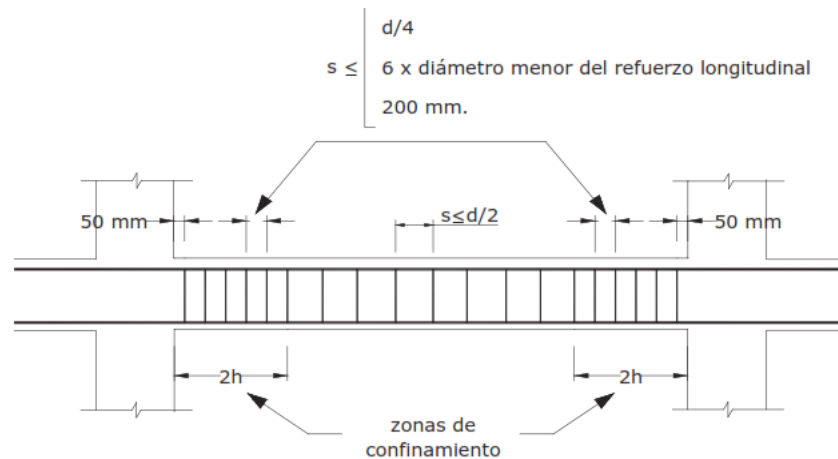
- En los extremos del elemento, donde el primer estribo se coloca a una distancia de 50 mm y el último a 2h.
- En longitudes 2h a cada lado de una sección en la que se formen rótulas plásticas.

En estas zonas el espaciamiento de los estribos no debe ser mayor que el menor de:

- $d/4$

- 6 veces el diámetro menor de refuerzo longitudinal
- 200 mm

Figura 3.1. Separación de estribos en vigas.



Fuente: NEC-SE-HM

3.2.1.1 Armado de vigas

Mediante el software de diseño CYPECAD se obtienen los esfuerzos máximos a los que estarán sometidas las vigas y se realiza el cálculo manual del acero necesario para dichas solicitaciones utilizando las ecuaciones 3.1, 3.2, 3.3 y 3.4. Además, el software de diseño permite realizar distintas verificaciones del cumplimiento de esfuerzos de acuerdo al ACI, 318-14 logrando un mejor aprovechamiento de los elementos estructurales.

A continuación, se muestra el cálculo de acero para las vigas de la primera planta alta. Para el resto de vigas se siguió el mismo procedimiento, el listado de las verificaciones realizadas y el detalle de los armados en los planos se adjuntarán en los anexos del presente documento.

- **Primera planta alta**

Tabla 3.2.

Esfuerzos máximos en vigas primera planta alta

Máximos esfuerzos Pórticos 1-2-3-4-5-6		
Momento mín	(t-m)	-6.79
Momento máx	(t-m)	4.48
Cortante mín	(t)	-9.24
Cortante máx	(t)	7.36
Máximos esfuerzos Pórticos 7-8-11-13		
Momento mín	(t-m)	-3.69
Momento máx	(t-m)	1.79
Cortante mín	(t)	-5.38
Cortante máx	(t)	5.34
Máximos esfuerzos Pórticos 9-10-12		
Momento mín	(t-m)	-0.36
Momento mín	(t-m)	0.19
Momento máx	(t-m)	-1.24
Cortante mín	(t)	1.43
Cortante máx	(t)	0

Fuente: CYPECAD

Obtenidos ya los esfuerzos se procede a calcular el área de refuerzo requerido para cada pórtico y se asigna la armadura de montaje y los aceros de refuerzos superior e inferior. Para esta planta se tienen dos tipos de armado, los pórticos 1,2,3,4,5,6 corresponden a los pórticos en dirección del eje x y los pórticos 7,8,11,13 corresponden a los pórticos en dirección del eje y.

Tabla 3.3

Cálculo de acero necesario para pórticos 1, 2, 3, 4, 5, 6 N+3.00.

Pórticos 1,2,3,4,5,6						
Combinacion	Momento - Ton-m	Momento + Ton-m	Refuerzo As - cm2	Refuerzo As + cm2	Refuerzo mínimo cm2	Refuerzo requerido cm2
Situaciones sísmicas	6.79		5.42		3.50	5.42
Situaciones sísmicas		4.48		3.51	3.50	3.51

Armado general	No	Varilla	Área total cm ²	Refuerzo necesario cm ²
Sup	2	14	3.08	2.34
Inf	2	14	3.08	0.43

Refuerzo	No	Varilla	Área Ref	Área total	D/C
Refuerzo sup	3	12	3.39	6.47	0.84
Refuerzo inf	1	12	1.13	4.21	0.83

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.4.

Diseño de armado pórticos 1, 2, 3, 4, 5, 6 N+3.00.

Resumen armado	1,2,3,4,5,6
Armado general	4 ϕ 14
Ref sup	3 ϕ 12
Ref inf	2 ϕ 12

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.5.

Cálculo de acero necesario para pórticos 7, 8, 11, 13 N+3.00.

Pórtico 7,8,11,13

Combinacion	Momento - Ton-m	Momento + Ton-m	Refuerzo As - cm ²	Refuerzo As + cm ²	Refuerzo mínimo cm ²	Refuerzo requerido cm ²
Situaciones sísmicas	3.69		2.87		3.50	3.50
Situaciones sísmicas		1.79		1.37	3.50	3.50

Armado general	No	Varilla	Área total	Refuerzo necesario
Sup	2	14	3.08	0.42
Inf	2	14	3.08	0.42

Refuerzo	No	Varilla	Área Ref	Área total	D/C
Refuerzo sup	1	12	1.13	4.21	0.83
Refuerzo inf	0	12	0.00	3.08	1.14

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.6.

Diseño de armado pórticos 7, 8, 11, 13 N+3.00.

Resumen armado	7,8,11,13
Armado general	4 ϕ 14
Ref sup	1 ϕ 12
Ref inf	

Fuente: Elaboración propia

- **Planta baja**

Para esta planta se tiene de igual manera 2 tipos de armados, uno para las vigas en dirección del eje x y otro para los que están en dirección del eje y.

Tabla 3.7.

Cálculo de acero necesario para pórticos 1, 2, 3, 4, 5, 6 N+0.00.

Pórtico 1,2,3,4,5,6

Condición	Momento - Ton-m	Momento + Ton-m	Refuerzo As - cm ²	Refuerzo As + cm ²	Refuerzo mínimo cm ²	Refuerzo requerido cm ²
Situaciones sísmicas	3.27		2.53		3.50	3.50
Situaciones sísmicas		3.02		2.34	3.50	3.50

Armado general	No	Varilla	Área total	Refuerzo necesario
Sup	2	12	2.26	1.24
Inf	2	12	2.26	1.24

Refuerzo	No	Varilla	Área Ref	Área total	D/C
Refuerzo sup	2	10	1.57	3.83	0.91
Refuerzo inf	2	10	1.57	3.83	0.91

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.8.

Diseño de armado pórticos 1, 2, 3, 4, 5, 6 N+0.00.

Resumen armado	1,2,3,4,5,6
Armado general	4 ϕ 12
Ref sup	2 ϕ 10
Ref inf	2 ϕ 10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.9. Cálculo de acero necesario para pórticos 7, 8, 9, 10 N+0.00.

Pórtico 7,8,9,10						
Condición	Momento - Ton-m	Momento + Ton-m	Refuerzo As - cm2	Refuerzo As + cm2	Refuerzo mínimo cm2	Refuerzo requerido cm2
Situaciones sísmicas	2.28		1.75		3.50	3.50
Situaciones sísmicas		1.86		1.43	3.50	3.50

Armado general	No	Varilla	Área total	Refuerzo necesario
Sup	2	12	2.26	1.24
Inf	2	12	2.26	1.24

Refuerzo	No	Varilla	Área Ref	Área total	D/C
Refuerzo sup	2	10	1.57	3.83	0.91
Refuerzo inf	2	10	1.57	3.83	0.91

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.10.

Diseño de armado pórticos 7, 8, 9, 10 N+0.00.

Resumen armado	7,8,9,10
Armado general	4 ϕ 12
Ref sup	1 ϕ 10
Ref inf	1 ϕ 10

Fuente: Elaboración propia

- **Segunda planta alta**

Para la segunda planta alta se obtuvieron 3 tipos de armado para las vigas. Las solicitaciones de esta planta son similares a los de la primera planta alta, a la vez se tiene una geometría similar con excepción de los volados.

Los pórticos 1 y 8 son los correspondientes a los volados en dirección del eje x, los cuales tienen la siguiente disposición:

Tabla 3.11.

Diseño de armado pórticos 1, 8 N+6.00.

Resumen armado	1, 8
Armado general	4 ϕ 14

Fuente: Elaboración propia

Los pórticos 2,3,4,5,6,7 tienen la siguiente disposición:

Tabla 3.12.

Diseño de armado pórticos 2, 3, 4, 5, 6, 7 N+6.00.

Resumen armado	2,3,4,5,6,7
Armado general	4 ϕ 14
Ref sup	2 ϕ 12
Ref inf	1 ϕ 12

Fuente: Elaboración propia

Los pórticos 9, 11, 12, 13, 14, 16 que están en dirección del eje y tienen la siguiente disposición:

Tabla 3.13.

Diseño de armado pórticos 9, 11, 12, 13, 14, 16 N+6.00.

Resumen armado	11,12,13,14
Armado general	4 ϕ 14
Ref sup	1 ϕ 12

Resumen armado	9, 16
Armado general	4 ϕ 14

Fuente: Elaboración propia

- **Tercera planta alta**

Para la tercera y última planta alta se tienen 3 disposiciones de armado.

El pórtico 1 contiene las vigas de la terraza. Las solicitaciones son mucho mayores ya que la sobrecarga de uso ocupacional es mayor para esta área.

Tabla 3.14.

Cálculo de acero necesario para pórtico 1 N+9.00.

Pórtico 1 (Terraza)						
Combinacion	Momento - Ton-m	Momento + Ton-m	Refuerzo As - cm2	Refuerzo As + cm2	Refuerzo mínimo cm2	Refuerzo requerido cm2
	10.01		8.23		3.50	8.23
		2		1.53	3.50	3.50

Armado general	No	Varilla	Área total	Refuerzo necesario
Sup	2	18	5.09	3.14
Inf	2	18	5.09	-1.59

Refuerzo	No	Varilla	Área Ref	Área total	D/C
Refuerzo sup	2	16	4.02	9.11	0.90
Refuerzo inf	0	12	0.00	5.09	0.69

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.15.

Diseño de armado pórtico 1 N+9.00.

Resumen armado	1 (Terraza)
Armado general	4φ18
Ref sup	2φ16
Ref inf	

Fuente: Elaboración propia

Los pórticos en dirección del eje x 2, 3, 4, 6 y 7, con esfuerzos similares a los de la planta anterior tienen la siguiente disposición:

Tabla 3.16.

Diseño de armado pórtico 2, 3, 4, 6, 7 N+9.00.

Resumen armado	2,3,4,6,7
Armado general	4φ14
Ref sup	3φ12
Ref inf	1φ12

Fuente: Elaboración propia

Los pórticos en dirección del eje y, 8,10,11,12,13,16 requieren solo del armado de montaje general sin refuerzos superior ni inferior:

Tabla 3.17.

Diseño de armado pórtico 8, 10, 11, 12, 13, 16 N+9.00.

Resumen armado	8,10,11,12,13,16
Armado general	4 ϕ 14
Ref sup	
Ref inf	

Fuente: Elaboración propia

Todas las vigas tipo brochal en las secciones de las escaleras en todas las plantas tienen una sección de 25x20 cm y un armado general de 4 ϕ 12.

Disposición de estribos

Los estribos se han colocado a lo largo de todas las vigas con las siguientes separaciones:

Tabla 3.18.

Cálculo de espaciamiento de estribos

Longitud de confinamiento (2h):	80	cm
	$s < d/4$	8.875
	$s < 6 \times \phi_{\text{varilla}}$	8.4
	200 mm	20
s (confinamiento)		10
	$s < d/2$	17.75
		15

Fuente: Elaboración propia

- Longitud de confinamiento (2h): 80 cm
- Separación de estribos en longitud de confinamiento: 10 cm
- Separación de estribos fuera de la longitud de confinamiento: 15 cm

3.2.1 Diseño de columnas

Las columnas están sometidas a fuerzas axiales y flexión, por lo tanto, se diseñan para que resistan ambas sollicitaciones. El comportamiento de secciones específicas de columnas en hormigón amado se describe en diagramas de interacción. Las secciones en los extremos de las columnas serán diseñadas para la combinación más desfavorable de momentos y carga axial.

Mediante el uso de software de diseño se comprueba las cuantías de armado definidos y que todas las combinaciones en función de los distintos esfuerzos cumplan para dicho armado. Se comprueba que no se superen las tensiones del hormigón y del acero ni los límites de deformación, así como también que se esté dentro del rango de cuantías mínimas y máximas.

a) Acero de refuerzo longitudinal

Para el diseño del acero de refuerzo longitudinal se considera lo establecido en el ACI 318-14 capítulo 10 sección 10.6.1 y capítulo 18 sección 18.7.4:

El área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que:

$$0.01A_g \leq P_g \leq 0.08A_g \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

Donde:

P_g = Área de refuerzo longitudinal

A_g = Área bruta de la sección

b) Acero de refuerzo transversal

El refuerzo de acero longitudinal debe soportarse lateralmente mediante estribos que conforman el refuerzo transversal. Para el diseño se considera lo establecido en el ACI 318-14 capítulo 10 sección 10.7.6 y capítulo 18 sección 18.7.5. El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder de:

$$s \leq s_{max}$$

s_{max} = valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3

- $s_1 = 16d_b$

- $s_2 = 48d_t$

- s_3 =La menor dimensión del miembro

Donde:

d_b = Diámetro de la barra longitudinal más delgada

d_t =Diámetro de la barra de la armadura transversal

Mediante el software de diseño CYPECAD y el modelo ya levantado se han determinado 3 tipos de columnas para el edificio. Los detalles de armado y secciones se especifican en los planos. A continuación, se muestra un resumen de las secciones definitivas, así como un ejemplo de la comprobación para un tipo de columna.

Para la comprobación del diseño de las columnas, se obtiene del software las fuerzas y momentos últimos en base a las combinaciones de carga especificadas por la norma. Tomamos como ejemplo el análisis de la columna tipo rectangular de 60x40 cm, para A2, A3, F2, F3.

Tabla 3.19.

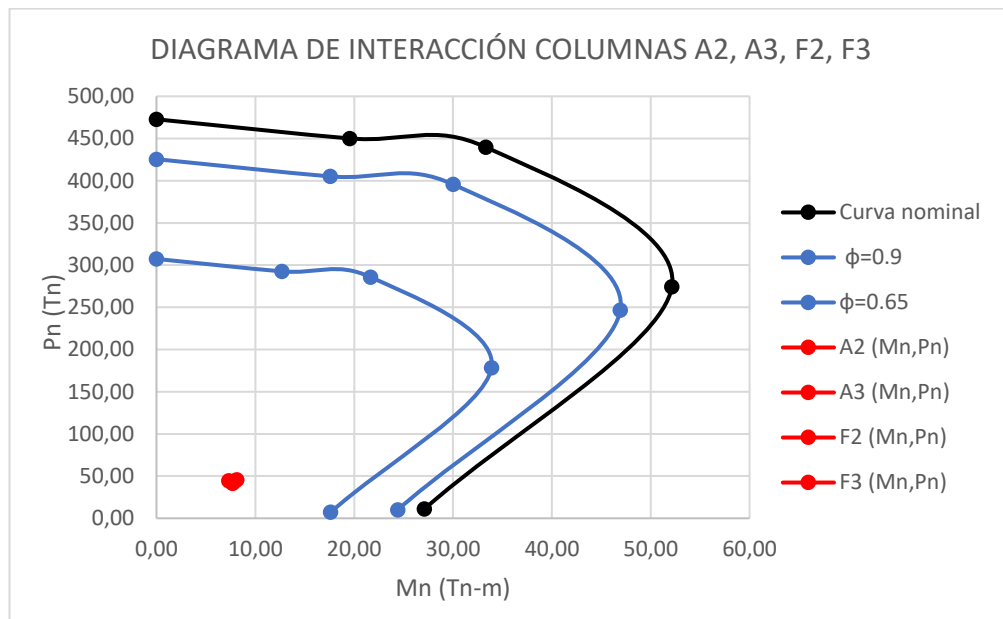
Esfuerzos últimos en columnas A2, A3, F2, F3.

Columna	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Qx (t)	Qy(t)
A2	41.5	0.09	7.7	3.1	0.16
A3	44.45	0.01	7.33	2.68	0.08
F2	45.76	0.09	8.13	3.3	0.02
F3	43.82	0.16	7.9	2.87	0.21

Fuente: CYPECAD

Con estos esfuerzos y el diseño propuesto por el programa realizamos el diagrama de interacción nominal y el diagrama de interacción con los factores de reducción especificados en el ACI 318S-19 tanto para compresión $\phi=0.65$ y flexión $\phi=0.90$ para este tipo de columna y comprobamos si solicitaciones máximas se encuentran dentro de la zona permitida.

Figura 3.2. Diagrama de interacción columnas A2, A3, F2, F3



Fuente: Elaboración propia

Se observa que la columna rectangular de 60x40 cm con 12 varillas de 16 mm resiste con seguridad las cargas aplicadas.

Para la distancia de separación de estribos se obtiene:

Separación de estribos	
db=	16 mm
dt=	10 mm
b=	40 mm
s1=	256 mm
s2=	480 mm
s3=	400 mm
smáx=	256 mm
s=	200 mm

Se define una distancia de 20 cm entre cada estribo.

El software de diseño permite realizar diversas verificaciones del cumplimiento de esfuerzos referidas al código ACI 318-19 logrando así un mejor aprovechamiento de los elementos estructurales. El listado completo de las verificaciones de cada columna se encuentra en el anexo. A continuación, se muestra un listado resumen de las secciones definitivas.

Listado de columnas hormigón armado

Tabla 3.20. Secciones de columnas en hormigón armado

		Dimensión		Armado de fierros												
Tipo	Nivel	X (cm)	Y (cm)													
Tipo 1 Columnas B1,B2,B3,B4,C1, C2,C3,C4,D1,D2, D3,D4,E1,E2,E3, E4,	N=-2.00	40	40	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td colspan="3">Arm. Long.: 8Ø16</td> </tr> <tr> <td colspan="3">Estribos: Ø10</td> </tr> <tr> <th>Intervalo (cm)</th> <th>Nº</th> <th>Separación (cm)</th> </tr> <tr> <td>0 a 300</td> <td>15</td> <td>20</td> </tr> </table>	Arm. Long.: 8Ø16			Estribos: Ø10			Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)	0 a 300	15	20
	Arm. Long.: 8Ø16															
	Estribos: Ø10															
	Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)													
	0 a 300	15	20													
N=+0.00	40	40														
N=+3.00	40	40														
N=+6.00	40	40														
N=+9.00	40	40														
Tipo 2 Columnas A2, A3, F2, F3	N=-2.00	60	40	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td colspan="3">Arm. Long.: 12Ø16</td> </tr> <tr> <td colspan="3">Estribos: Ø10</td> </tr> <tr> <th>Intervalo (cm)</th> <th>Nº</th> <th>Separación (cm)</th> </tr> <tr> <td>0 a 300</td> <td>15</td> <td>20</td> </tr> </table>	Arm. Long.: 12Ø16			Estribos: Ø10			Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)	0 a 300	15	20
	Arm. Long.: 12Ø16															
	Estribos: Ø10															
	Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)													
	0 a 300	15	20													
N=+0.00	60	40														
N=+3.00	60	40														
N=+6.00	60	40														
N=+9.00	60	40														
Tipo 3 Columnas A1, A4, F1, F4	N=-2.00	75x75x30		<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>P2-22Ø10 L=81</td> </tr> <tr> <td>P3-22Ø10 L=81</td> </tr> <tr> <td>3xP4-22Ø10 L=46</td> </tr> <tr> <td>P5-22Ø10 L=102</td> </tr> <tr> <td>P6-22Ø10 L=102</td> </tr> </table>	P2-22Ø10 L=81	P3-22Ø10 L=81	3xP4-22Ø10 L=46	P5-22Ø10 L=102	P6-22Ø10 L=102							
	P2-22Ø10 L=81															
	P3-22Ø10 L=81															
	3xP4-22Ø10 L=46															
	P5-22Ø10 L=102															
P6-22Ø10 L=102																
N=+0.00	75x75x31															
N=+3.00	75x75x32															
N=+6.00	75x75x33															
N=+9.00	75x75x34															

Fuente: Elaboración propia

3.3.3 Diseño de losa nervada

Para el diseño de la losa nervada se conoce los momentos flectores y el momento torsor. A partir de eso, en el software de diseño se obtienen las áreas necesarias de acero tanto para armado superior e inferior en cada dirección. El área de acero requerida comprende armadura longitudinal superior e inferior y armadura transversal superior e inferior.

Para el diseño se considera lo establecido en el ACI, 318-14, capítulo 8. Se definen 2 tipos de armado definitivo tanto longitudinal como transversal, uno para la primera planta alta y otro para la segunda y tercera planta alta.

Tabla 3.21.

Diseño de armado de losa

	Tipo	N+3.00	N+6.00	N+9.00
Armadura superior	Longitudinal	2 ϕ 12	2 ϕ 10	2 ϕ 10
	Transversal	1 ϕ 12	2 ϕ 10	2 ϕ 10
Armadura inferior	Longitudinal	2 ϕ 12	1 ϕ 10	1 ϕ 10
				2 ϕ 10 (Terraza)
	Transversal	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10
				2 ϕ 10 (Terraza)

Fuente: Elaboración propia

3.3.4 Diseño de cimentación

Para este edificio se diseñaron zapatas aisladas de hormigón armado, las cuales se utilizan como soporte de una sola columna. Las hipótesis y consideraciones a comprobar en el diseño de estas zapatas son:

- Tensiones sobre el terreno: Se verifica que los esfuerzos generados en el suelo no sobrepasen el esfuerzo admisible del mismo.
- Equilibrio: Se verifican condiciones de estabilidad.
- Estados de hormigón: Se verifica el diseño de la zapata a flexión, cortante y punzonamiento.

3.3.4.1 Dimensionamiento de superficie de contacto

Para iniciar el dimensionamiento se calcula primero el área necesaria de cimentación. Para esto se considera el esfuerzo admisible del suelo que para este proyecto se definió 2 kg/cm² y la carga última axial considerando carga viva, carga muerta y peso propio de la estructura sin mayorar la cual se obtiene del software de diseño.

Tabla 3.22.

Cálculo de área y dimensiones de cimentación

Área Zapata		
$\sigma_{adm \text{ suelo}} =$	2	kg/cm ²
$P_u =$	66.25	T
$P_u =$	66250	kg
$\text{Área mín} = P_u / \sigma$	33125	cm ²
$L = \sqrt{\text{Área mín}}$	182.00	200 cm
$B = \sqrt{\text{Área mín}}$	182.00	200 cm

Dimensiones Zapata		
H=	0.35	m
B=	2	m
L=	2	m
rec=	7	cm

Fuente: Elaboración propia

Se define una zapata cuadrada de 2 metros de largo y un peralte de 35 centímetros. Con estas dimensiones se procede a comprobar que la zapata cumpla las solicitaciones a cortante, punzonamiento y flexión. Para esto se definen los esfuerzos últimos a las que va a estar sometida la zapata con las combinaciones de carga más desfavorables.

Tabla 3.23.

Esfuerzos últimos de columnas

Esfuerzos últimos				
N(Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	Qx	Qy
87.64	-2.71	3	1.99	-2.05

Fuente: CYPECAD

Se comienza con la verificación de excentricidades de carga y se comprueba que la carga esté ubicada en el tercio medio de la cimentación. Se supone que el suelo trabaja con un comportamiento elástico y que la carga se encuentra en el tercio medio de la cimentación, se calcula así el esfuerzo máximo en el suelo la misma que debe ser menor a la admisible.

Se verifica:

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \boxed{4.528 \text{ cm}} \quad e_x < b/6 \quad \boxed{\text{Si cumple}}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \boxed{-4.091 \text{ m}} \quad e_y < L/6 \quad \boxed{\text{Si cumple}}$$

Cálculo del esfuerzo máx del suelo:

$$q_{\text{máx}} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

1.678 T/m ²
q _{max} < σ _{adm} Si cumple

Se comprueba así que las dimensiones de la zapata son apropiadas.

3.3.4.2 Comprobación a cortante

El peralte de las zapatas se define por la capacidad de resistir cortante tipo viga y cortante por punzonamiento. La sección crítica para el cortante tipo viga se encuentra a una distancia “d” que es la altura efectiva de la cimentación de la cara de la columna en dirección x y y. A continuación, se detalla el procedimiento de cálculo de la

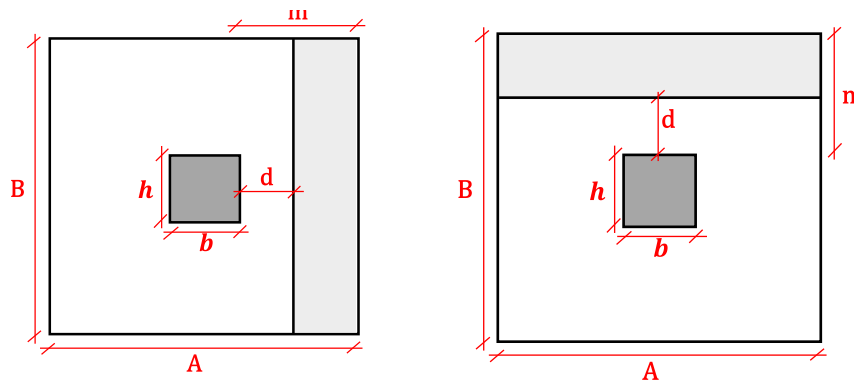
cimentación para las columnas cuadradas de 40x40 cm. Al ser las columnas y zapatas cuadradas se realiza la comprobación solo para el eje x.

La sección crítica d se define como:

$$d = h - \text{recubrimiento}$$

$$d = 35 - 7 = 28 \text{ cm.}$$

Figura 3.3. Sección crítica en zapata por cortante en eje x y eje y.



Fuente: Elaboración propia

$$q_{\text{máx}} = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} \right] \quad \boxed{1.881 \text{ kg/cm}^2}$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} \right] \quad \boxed{1.476 \text{ kg/cm}^2}$$

$$q = \frac{(q_{\text{máx}} - q_{\text{mín}}) * (B - sc)}{B} + q_{\text{mín}} \quad \boxed{1.776 \text{ kg/cm}^2}$$

La fuerza cortante que actúa en la s.c: $\boxed{1.476 \text{ kg/cm}^2}$

$$V_u = \left(\frac{q_{\text{máx}} + q}{2} \right) * (sc * L) \quad \boxed{19017.440 \text{ kg}}$$

El esfuerzo cortante que actúa en la s.c:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} = \quad \boxed{3.995 \text{ kg/cm}^2}$$

Sección crítica (sc)

Sección crítica

$\boxed{1.881 \text{ kg/cm}^2}$

$q = \quad \boxed{1.776 \text{ kg/cm}^2}$

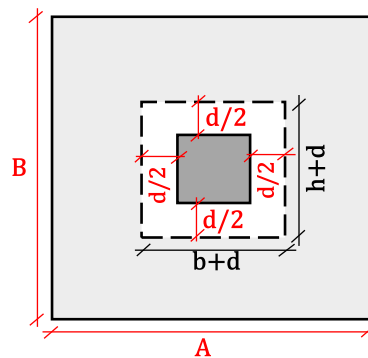
Esfuerzo de corte que resiste el hormigón:
 $f'c = \quad \boxed{240 \text{ kg/cm}^2}$
 $v_c = 0.53 \sqrt{f'c} \quad \boxed{8.2107 \text{ kg/cm}^2}$

Si $V_u < V_c$ el peralte de la zapata es aceptable **El peralte es aceptable**

3.3.4.3 Comprobación a punzonamiento

La sección crítica a punzonamiento se sitúa alrededor de la columna a una distancia de $d/2$. Para la comprobación se determina un promedio de los esfuerzos del suelo y la fuerza cortante en la sección crítica se determina:

Figura 3.4. Sección crítica en zapata por punzonamiento en eje x y eje y.



Fuente: Elaboración propia

$$\bar{q} = \frac{P_u}{A} = 1.656 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza cortante que actúa en la s.c:

$$V_u = \bar{q} * ((B * L) - (b_{\text{columna}} + d)(h_{\text{columna}} + d))$$

$$V_u = 58141.00 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa en sc es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} = 8.127516216 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo que resiste el hormigón

$$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

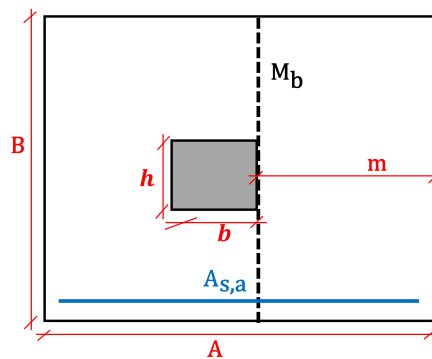
$$v_c = 1.06\sqrt{f_c} = 16.4214 \text{ kg/cm}^2$$

Si $V_u < V_c$ el peralte de la zapata es aceptable El peralte es aceptable

3.3.4.4 Comprobación a flexión

La sección crítica a flexión en las dos direcciones se ubica en las caras de la columna. Se calcula así el momento flector en esta zona y el área de acero requerido para resistir ese momento en 100 cm de ancho.

Figura 3.5. Sección crítica de zapata a flexión.



Fuente: Elaboración propia

$$q = \frac{(q_{\text{máx}} - q_{\text{mín}}) * (B - sc)}{B} + q_{\text{mín}} \quad \boxed{1.719 \text{ kg/cm}^2}$$

Para un ancho de 100 cm el Momento flector en la sc:

$$Mu = \left[\frac{(q * sc^2)}{2} + \left(\frac{(q_{\text{máx}} - q_{\text{mín}})(sc)}{2} \right) \left(\frac{2}{3} sc \right) \right] (100)$$

Mu= 636560.000 kg-cm

La sección de acero en x requerida para resistir Mu en 100cm

$$As = \frac{0.85f'c.b.d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85\phi.f'c.b.d^2}} \right]$$

As= 6.1536 cm²

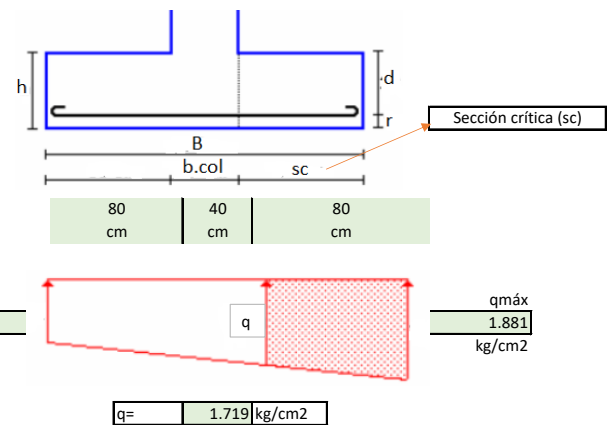
Cuantía mínima de armado a flexión:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14}{Fy} = \boxed{0.0033}$$

Sección mínima de armado para 100 cm

$$As_{\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = \boxed{9.33} \text{ cm}^2$$

Por lo tanto: As= 9.3 cm²



Se obtiene que para una longitud de 1 metro se necesitan 9.3 cm² de acero. Se define 1ϕ16 cada 23 cm en ambas direcciones.

Se ingresa este diseño en el software de diseño y se realizan las comprobaciones en CYPECAD.

3.3.4.5 Comprobación de cimentación en software de diseño

El programa de CYPECAD además de verificar los estados del hormigón realiza las siguientes comprobaciones:

- 1.** Tensiones sobre el terreno:
 - Tensión media en situaciones persistentes.
 - Tensión media en situaciones accidentales sísmicas.
 - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento.
 - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento.
 - Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas.
- 2.** Volteo de la zapata
- 3.** Flexión en la zapata
- 4.** Cortante en la zapata
- 5.** Compresión oblicua en la zapata
- 6.** Peralte mínimo
- 7.** Espacio para anclar arranques en cimentación
- 8.** Cuantía geométrica mínima
- 9.** Separación máxima ente barras
- 10.** Longitud de anclaje

Al realizar el análisis de la cimentación propuesta, para las zapatas exteriores no se cumplen todas las comprobaciones, por lo tanto, se definen nuevas secciones teniendo así un total de 2 tipos de zapatas extra a la diseñada.

Tabla 3.24.

Cuadro de detalle de cimentación para variante en hormigón armado

CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN						
Referencias	Dimensiones (cm)	Peralte (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup X.	Armado sup Y.
A1,A4,F1,F4	250x250	60	18φ16 c/13	18φ16 c/13	18φ16 c/13	18φ16 c/13
Aa2,A3,B1,B4,C1,C4, D1,D4,E1,E4,F2,F3	250x250	40	12φ16 c/20	12φ16 c/21	12φ16 c/22	12φ16 c/23
B2,B3,C2,C3,D2,D3,E 2,E3	200x200	35	8φ16 c/23	8φ16 c/24		

Fuente: CYPECAD

En los anexos del proyecto se encuentran detallados los planos de secciones y despiece de la cimentación.

3.2 Diseño estructural en acero

Se modeló la segunda variante de la edificación en acero como una estructura aporticada, la cual está compuesta por: cimientos, columnas, vigas compactas y losa mixta. Los diseños definitivos se ven en los planos anexados.

Las vigas utilizadas se dimensionaron de acuerdo al caso 9 de la tabla B4.1b para vigas solo compactas.

3.2.1 Diseño de vigas

El diseño de las vigas metálicas comprende vigas principales y vigas secundarias. La distribución de las mismas se determina de acuerdo a la distribución de la placa colaborante, con separaciones de 1.50 m y en las zonas más cargadas de 1.20m.

El diseño de las vigas se realiza a flexión simple y se aplica lo establecido en la normativa ANSI/AISC 360-16, capítulo F, secciones F1, F2, F3, capítulo G, secciones G1, G2.

1) Momento flector resistente

La resistencia de diseño por flexión se determina:

$$\phi Mn$$

ϕ : 0.9

M_n : Resistencia nominal por flexión.

Para miembros de secciones compactas de doble simetría la resistencia nominal por flexión debe ser el menor de los valores obtenidos en los estados límites de fluencia (momento plástico) o pandeo lateral torsional.

Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa).

Z_x : Módulo de sección plástico en tono al eje x, cm³ (mm³).

Pandeo lateral torsional

a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica.

b) Cuando $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ecuación 3.7})$$

c) Cuando $L_b \geq L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

L_b : Longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales del ala comprimida o arriostrado contra giro de la sección transversal, cm (mm).

La longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, en cm (mm) es:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ecuación 3.8})$$

2) Cortante

La resistencia de cortante de diseño se determina:

$$\Phi_v V_n$$

Φ_v : 0.9 para todas las consideraciones excepto la sección G2.1a.

La resistencia nominal de cortante V_n se determina a lo largo de todo el capítulo G dependiendo del tipo de perfil utilizado.

La resistencia nominal de cortante V_n para almas no rigidizadas o rigidizadas es:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad (\text{Ecuación 3.9})$$

Donde:

F_y = Tensión mínima de fluencia especificada para el tipo de acero empleado, kgf/cm².

A_w = Área del alma, o altura total por el espesor del alma, dt_w . cm²

$$A_w = dt_w$$

El coeficiente de corte del alma C_v se determina en base a las ecuaciones G2-2, G2-3, G2-4 y G-2-5 de la norma.

Al realizar el análisis de vigas con el perfil seleccionado en el prediseño se comprueba que la sección es insuficiente y la viga no cumple por flexión en el eje x. Por esta razón se cambió la sección de vigas principales aumentando el peralte y base, así como sus espesores para que cumplan con el criterio de vigas compactas.

Tabla 3.25.

Espesor mínimo alma viga tipo I viga principal.

$H_w/t_w \leq 3.76(E/F_y)^{0.5}$				
ALMAS DE VIGAS SOLDADAS TIPO I				
Hw	Espesor mínimo		Espesor mínimo	
(mm)	G50	A36	G50	A36
400	4.42	3.75	5	4

Fuente: Elaboración propia

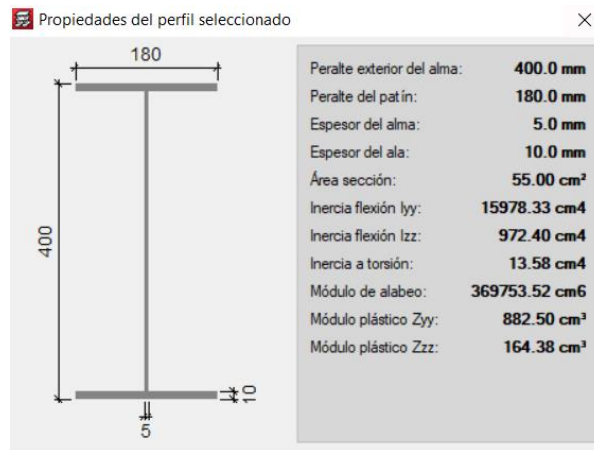
Tabla 3.26.

Espesor mínimo ala viga tipo I viga principal.

$(B_f/2t_f) \leq 0.38(E/F_y)^{0.5}$				
ALAS DE VIGAS SOLDADAS TIPO I				
B _f	Espesor mínimo		Espesor mínimo	
(mm)	G50	A36	G50	A36
180	9.83	8.34	10	9

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.6. *Perfil viga principal para variante en acero estructural.*



Fuente: CYPECAD

De igual manera se realizó cambio de sección de las viguetas.

Tabla 3.27.

Espesor mínimo alma viga tipo I vigueta.

$H_w/t_w \leq 3.76(E/F_y)^{0.5}$				
ALMAS DE VIGAS SOLDADAS TIPO I				
H _w	Espesor mínimo		Espesor mínimo	
(mm)	G50	A36	G50	A36
180	1.99	1.69	2	2

Fuente: Elaboración propia

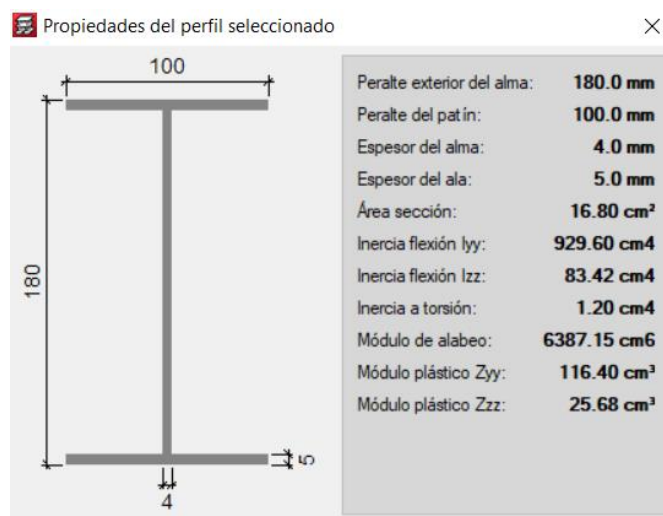
Tabla 3.28.

Espesor mínimo ala viga tipo I vigueta.

$(B_f/2t_f) \leq 0.38(E/F_y)^{0.5}$				
ALAS DE VIGAS SOLDADAS TIPO I				
B _f	Espesor mínimo		Espesor mínimo	
(mm)	G50	A36	G50	A36
100	5.46	4.64	6	5

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.7. *Perfil vigueta para variante en acero estructural.*



Fuente: CYPECAD.

Con estas nuevas secciones se comprueba que se cumplen los requerimientos a flexión. El software de diseño permite realizar diversas verificaciones del cumplimiento de solicitaciones referidas al código para lograr un mejor aprovechamiento de los elementos estructurales. Las distintas comprobaciones en las vigas de la estructura se encuentran en los anexos.

3.2.2 Diseño de columnas

Las columnas metálicas se calculan de acuerdo a la norma seleccionada y se verifica que los perfiles cumplan para las solicitaciones a las cuales serán sometidos. Para el diseño de las columnas se sigue lo establecido en el capítulo E y H del ANSI/AISC 360-16.

1) Resistencia a compresión

La resistencia de compresión nominal P_n , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de pandeo por flexión, pandeo por torsión y pandeo flexo torsional.

$$\Phi_c P_n$$

$$\Phi_c = 0.90$$

La longitud efectiva, L_c , para el cálculo de la esbeltez de un miembro L_c/r , se determina de acuerdo a lo especificado con el capítulo C.

Para miembros diseñados a compresión se recomienda que la razón de esbeltez no sea mayor que 200.

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

La resistencia de compresión nominal por flexión se determina mediante:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{Ecuación 3.10})$$

La tensión de pandeo por flexión F_{cr} se determina según lo especificado en las secciones E3-2, E3-3 y E3-4.

Pandeo torsional y flexo-torsión

Este estado límite explicado en la sección E4 aplica únicamente para miembros de simple simetría y sin simetría. Estas consideraciones no son requeridas para el diseño de las columnas propuestas.

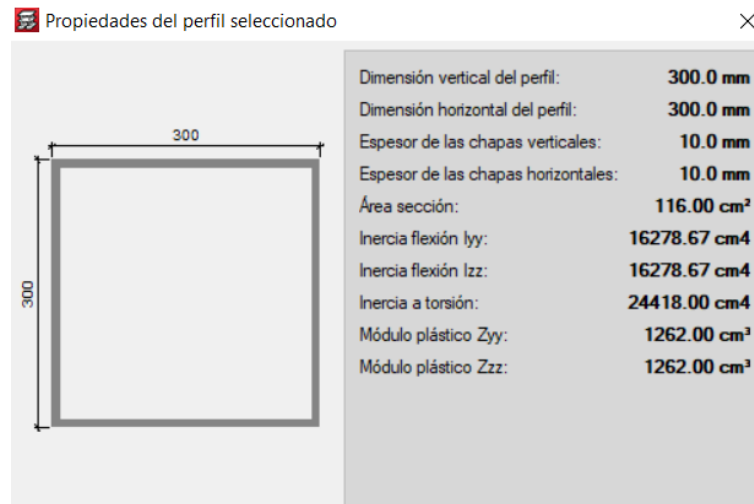
2) Diseño a flexión y cortante

Las comprobaciones tanto para flexión como para cortante se realizan en base a lo especificado en el capítulo F, secciones F1, F2, F3 y capítulo G, secciones G1, G2.

El software de diseño permite realizar diversas verificaciones del cumplimiento de la sección propuesta y lograr un mejor aprovechamiento de los elementos estructurales.

La sección definida en el predimensionamiento cumple con todas las comprobaciones para las solicitaciones requeridas. Las distintas comprobaciones en las vigas de la estructura se encuentran en los anexos.

Figura 3.8. *Perfil de columna para variante en acero estructural.*



Fuente: CYPECAD.

3.2.3 Diseño de losa Steel deck

Este tipo de losa es un sistema normado el cual cumple con ciertas especificaciones técnicas y requiere de una revisión de cumplimiento según los parámetros del fabricante.

Para la construcción de una losa mixta se utiliza una lámina de acero estructural galvanizado de forma trapezoidal como refuerzo, eliminando así la necesidad de varillas inferiores, alivianamientos y encofrados.

Cuando el hormigón alcanza la resistencia especificada este interactúa con la placa colaborante formando un sistema compuesto monolítico capaz de resistir las cargas de servicio donde la placa colaborante actúa como refuerzo positivo de la losa. La losa está diseñada como simplemente apoyada bajo cargas uniformemente distribuidas.

Para este diseño se utilizará como la placa colaborante Novalosa fabricada por la empresa Novacero, la cual está diseñada y fabricada de acuerdo a las normas: ANSI/ASCE 3-91 (Standard for the Structural Design of Composite Slabs), NTE-INEN 2397 (Placa Colaborante de Acero) y a las especificaciones del Steel Deck Institute (SDI) para Placa Colaborante de Acero.

El refuerzo por temperatura y retracción del fraguado se realiza aplicando una malla electrosoldada. Las placas de novalosa deben estar apoyadas y sujetas en todas las vigas secundarias. Para que el acero y hormigón trabajen juntos se recomienda el uso de pernos conectores, estos permiten que la estructura de acero y hormigón trabajen como una unidad, aumentando la resistencia de cargas y se reducen las deformaciones. Estos conectores cumplen las siguientes funciones:

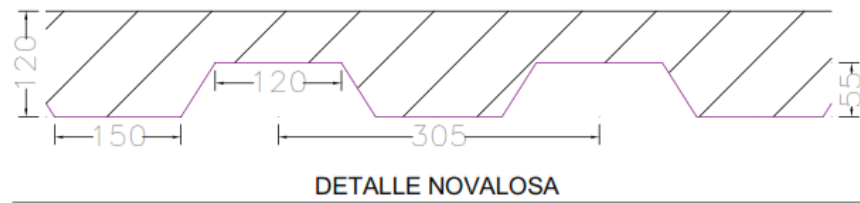
- Eliminan la posibilidad de una rotura frágil.
- Garantiza la unión entre el hormigón y el perfil metálico.
- Permite que se apliquen directamente las cargas sobre el elemento metálico sin peligro de despegue entre el hormigón y acero.
- Evita que la conexión quede íntegramente en la zona de hormigón traccionado.

Las características de la novalosa utilizada son:

Novalosa 55

- Normas Técnicas:
 - NTE INEN 2397
 - ASTM A653
 - ANSI/ASC 3-91
- Espesor novalosa: 0,76 mm
- Separación entre viguetas: 1,20-1,50 m
- Peso superficial: 7,47 kg/m²
- Espesor de hormigón sobre la cresta: 6 cm
- Resistencia del hormigón: 240 kg/cm²
- Capacidad de carga: 1290 kg/m²

Figura 3.9. Esquema de losa Steel deck



Fuente: Catálogo Novalosa

3.2.4 Cimentación

El diseño de la cimentación se realiza de igual manera que en la variante de hormigón armado. Se verifica el área necesaria, se plantea un predimensionamiento y se verifica que se cumplan los estados del hormigón: a flexión, punzonamiento y cortante. Adicionalmente el software de CYPECAD realiza las siguientes comprobaciones:

11. Tensiones sobre el terreno:

- Tensión media en situaciones persistentes.
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas.
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento.
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento.
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas.

12. Volteo de la zapata

13. Flexión en la zapata

14. Cortante en la zapata

15. Compresión oblicua en la zapata

16. Peralte mínimo

17. Espacio para anclar arranques en cimentación

18. Cuantía geométrica mínima

19. Separación máxima entre barras

20. Longitud de anclaje

Al realizar el análisis de la cimentación propuesta, se definen las siguientes cimentaciones.

Tabla 3.29.

Cuadro de detalle de cimentación para variante en acero estructural.

CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN				
Referencias	Dimensiones (cm)	Peralte (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y
Todas las zapatas	170x170	50	12 ϕ 16 c/13	12 ϕ 16 c/13

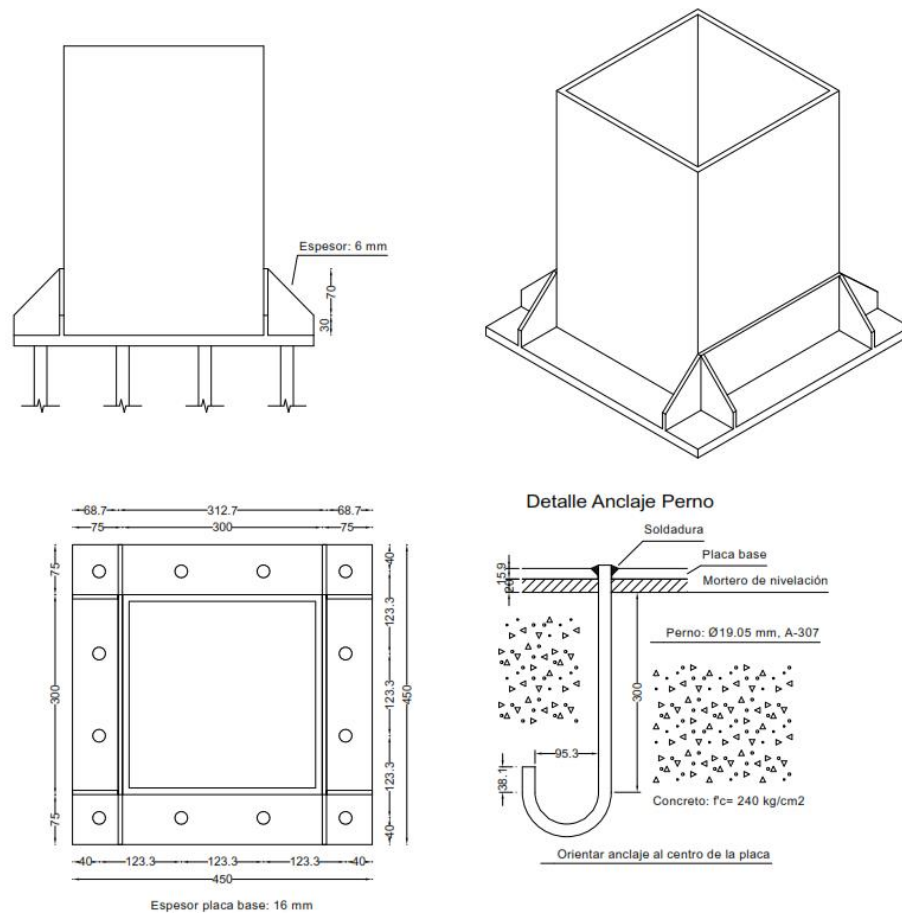
Fuente: CYPECAD.

3.2.4.1 Placas de anclaje

Para las placas base de columnas se definieron placas de 450x450x16 mm para todas las columnas. Las comprobaciones que se realizan para validar las placas de anclaje se dividen en: comprobación en el hormigón, pernos de anclaje y la placa base con sus cartelas o rigidizadores.

- Comprobación del hormigón: Consiste en verificar que el punto más comprimido no supere la tensión admisible del hormigón. Se supone una distribución de esfuerzos triangular y el método usado es el de las tensiones admisibles.
- Comprobación sobre los pernos: Cada perno está sometido a un esfuerzo axial y cortante, se debe evaluar cada uno de manera independiente. Se debe verificar que no se supere la tensión de resistencia de cálculo del perno y comprobar además el fallo por rotura del hormigón que se puede dar por: pérdida de adherencia, arrancamiento, rotura por esfuerzo cortante.
- Comprobaciones sobre la placa: Se verifica el cumplimiento de tensiones a las que está sujeta la placa en el área dentro del perímetro del perfil.

Figura 3.10. *Detalle placas de anclaje.*



Fuente: CYPECAD.

Las comprobaciones, los detalles de armado y secciones de las cimentaciones y placas de anclaje se encuentran en los anexos.

3.2.5 Uniones

Las uniones se realizan de acuerdo a lo especificado en la norma ANSI/AISC 360-16 en el capítulo J.

Como materiales se considera:

- Los perfiles definidos (ASTM A 36)
- Material de aportación (soldaduras): Electrodo de la serie E60XX.

La resistencia de cálculo de los cordones de soldadura se determina en base al artículo J.2.4 ANSI/AISC 360-10.

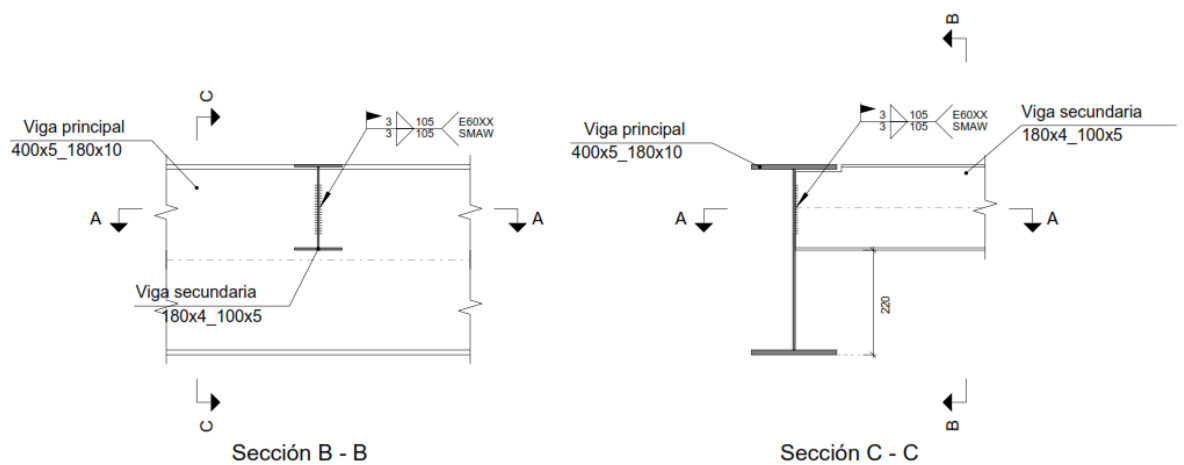
El método utilizado para la comprobación de la resistencia de los cordones de soldadura es en el que las tensiones calculadas en los cordones se consideran como tensiones de corte aplicadas sobre el área efectiva.

El área efectiva de un cordón de soldadura es igual al producto de la longitud efectiva del cordón por el espesor de garganta efectiva.

Los esfuerzos provenientes de combinaciones sísmicas se mayoran por un factor igual a 1.375.

A continuación, se presenta el detalle de las uniones vigas-viguetas el cual es con una soldadura en ángulo que cumple con el tamaño mínimo de lado según lo especificado en la tabla J2.4 de la norma ANSI AISC 360-16.

Figura 3.11. *Detalle de unión viga principal-viga secundaria (Unión a cortante).*



Fuente: CYPECAD.

Tabla 3.30

Cuantificación soldaduras viga-vigueta

Soldaduras				
Clase de resistencia	Ejecución	Tipo	Lado (mm)	Longitud de cordones (mm)
E60XX	En lugar de montaje	En ángulo	3	29820

Fuente: CYPECAD

A partir de los diseños y planos obtenidos en este capítulo se continúa con la obtención de los volúmenes de obra de cada rubro requerido para la construcción de las dos variantes. Estas cantidades son necesarias para el desarrollo del siguiente capítulo, el cual abordará la comparación técnica y económica. Los planos estructurales y las distintas verificaciones y comprobaciones se encuentran en los anexos.

Capítulo 4 Aplicación de ingeniería de valor y comparación

De acuerdo con la Universidad Autónoma Metropolitana la ingeniería de valor es la aplicación sistemática de diferentes técnicas o estrategias que, al identificar la función de un bien o servicio, se establece un valor monetario para cada función y aportan fiabilidad adecuada con el objetivo de llegar a minimizar el costo global. (2010)

Esta metodología es utilizada con el fin de mejorar la relación entre el costo y el valor de un producto o servicio. Consiste en analizar cada etapa del proceso que conlleva dicho producto, para identificar los aspectos que agregan valor al cliente y aquellos que no, y buscar alternativas que sean más eficientes para obtener el mismo producto manteniendo su calidad y con un menor costo.

La ingeniería de valor se enfoca principalmente en encontrar la mejor alternativa que satisfagan las necesidades del cliente y al mismo tiempo alcanzar los objetivos del proyecto, mientras se logra minimizar el costo total. Para lograr aplicar este método de manera correcta se requiere un equipo de varios expertos en diferentes áreas, que logren identificar y evaluar las diferentes alternativas posibles. Adicionalmente es importante contar con la participación del cliente a lo largo de este proceso para garantizar que las soluciones propuestas estén de acuerdo con los requerimientos del cliente. Por estas razones esta metodología es muy útil como herramienta para optimizar los procesos dentro de la gestión de proyectos, y se ha logrado aplicarla con éxitos en diferentes áreas como en la construcción, automotriz, comercialización, entre otros.

Para la aplicación de la ingeniería de valor en un proyecto por lo general existen 3 etapas que componen este método:

1. Mapeo de componentes: en esta primera etapa se identifican y mapean los diferentes componentes del proyecto no solamente por su costo, sino por la función que desempeñan y su importancia en el resultado final del proyecto.
2. Análisis de funciones y propuestas de valor: con el mapeo realizado anteriormente se analiza por un grupo de especialistas cada componente del proyecto para determinar qué cambios se pueden realizar para mejorar su calidad y al mismo tiempo disminuir el costo. Después de haber realizado el análisis se presentan diferentes propuestas de los cambios que se proponen realizar para que sean aprobados los que cumplan con los objetivos del proyecto y satisfagan sus necesidades.

3. Implementación: finalmente con las propuestas que fueron aprobadas se procede a realizar su implementación en el proyecto y con esto termina la aplicación de la ingeniería valor

4.1 Precio referencial

El precio referencial, también conocido como presupuesto, es una aproximación al costo que va a tener una obra o proyecto. El cual está conformado por una serie de rubros que son diferentes actividades que juntas permiten la construcción de la obra en cuestión, para cada rubro se requiere realizar un análisis de precios unitarios para lograr proporcionar un valor monetario a cada uno y mediante la suma de todos los rubros se logra aproximar el costo total que puede llegar a tener la obra.

En el análisis de precios unitarios se hace un cálculo de los costos directos e indirectos que va a tener cada rubro para tener un valor total correspondiente a esa actividad en particular, una vez se tiene el precio

unitario de cada rubro se multiplica por las cantidades de obra y se obtiene el presupuesto referencial para la estructura.

4.1.1 Variante en Hormigón Armado

Por lo general el costo en una estructura de hormigón armado es menor en proyectos de menor escala, y esto es lo que se sucede en la presente edificación. Donde después de realizar el presupuesto tomando en cuenta el costo de los materiales, equipo, mano de obra, transporte y otros gastos relacionados, este es menor que en acero estructural.

Presupuesto Hormigón Armado					
1.Preliminar					
	Rubro	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total
1000	Replanteo y nivelación	m2	510	1.36	\$ 694.86
1001	Desbroce y limpieza	m2	510	0.74	\$ 377.91
Subtotal					\$ 1,072.77
2.Cimentacion					
	Rubro	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total
1003	Excavación con máquina en suelo sin clasificar 0 - 2 m de profundidad	m3	435	2.58	\$ 1,124.18
1002	Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	50	10.51	\$ 525.39
1010	Hormigón Simple Replanteo 180 Kg/cm2	m3	10	146.43	\$ 1,464.30
1004	Relleno Compactado con material de Mejoramiento	m3	410	20.93	\$ 8,582.94
1005	Relleno Compactado con material Clasificado en Obra	m4	10	5.35	\$ 53.50
1006	Transporte de material hasta 5 km	m3	635	2.80	\$ 1,780.49
1008	Encofrado recto (Dos usos)	m2	95	13.61	\$ 1,292.67
1007	Hormigón Simple 240 Kg/cm2	m3	60	154.11	\$ 9,246.59
1009	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	5915	2.24	\$ 13,231.38
Subtotal					\$ 37,301.44
3.Vigas, columnas y losas					
	Rubro	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total
1008	Encofrado recto (Dos usos)	m2	775	13.61	\$ 10,545.46
1007	Hormigón Simple 240 Kg/cm2	m3	210	154.11	\$ 32,363.05
1009	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	22275	2.24	\$ 49,827.39
1011	Acero estructural A-36	Kg	810	2.88	\$ 2,333.87
1012	Casetones 40x40x15 cm (varios usos)	U	3070	3.77	\$ 11,579.48
Subtotal					\$ 106,649.24
4.Cubierta					
	Rubro	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total
1011	Acero estructural A-36	Kg	4580	2.88	\$ 13,196.45
Subtotal					\$ 13,196.45
Costo Total					\$ 158,219.90

4.1.2 Variante en Acero Estructural

Al comparar este presupuesto con el anterior de hormigón armado se puede notar que es significativamente mayor y esto se debe principalmente al costo elevado que posee el material utilizado en esta segunda variante donde causa un gran impacto en el presupuesto general.

Presupuesto Acero Estructural					
1.Preliminar					
	Rubro	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total
1000	Replanteo y nivelación	m2	510	1.36	\$ 694.86
1001	Desbroce y limpieza	m2	510	0.74	\$ 377.91
Subtotal					\$ 1,072.77
2.Cimentacion					
	Rubro	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total
1003	Excavación con máquina en suelo sin clasificar 0 - 2 m de profundidad	m3	270	2.58	\$ 697.77
1002	Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	30	10.51	\$ 315.23
1010	Hormigón Simple Replanteo 180 Kg/cm2	m3	5	146.43	\$ 732.15
1004	Relleno Compactado con material de Mejoramiento	m3	255	20.93	\$ 5,338.17
1005	Relleno Compactado con material Clasificado en Obra	m4	10	5.35	\$ 53.50
1006	Transporte de material hasta 5 km	m3	390	2.80	\$ 1,093.53
1008	Encofrado recto (Dos usos)	m2	85	13.61	\$ 1,156.60
1007	Hormigón Simple 240 Kg/cm2	m3	40	154.11	\$ 6,164.39
1009	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	2160	2.24	\$ 4,831.75
Subtotal					\$ 20,383.08
3.Vigas, columnas y losas					
	Rubro	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total
1014	Placas de anclaje (incluye montaje)	U	25	169.41	\$ 4,235.20
1013	Losa Deck de 5 cm e=0.76 mm	m2	730	45.99	\$ 33,571.21
1011	Acero estructural A-36	Kg	54165	2.88	\$ 156,066.70
Subtotal					\$ 193,873.11
4.Cubierta					
	Rubro	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total
1011	Acero estructural A-36	Kg	4875	2.88	\$ 14,046.44
Subtotal					\$ 14,046.44
Costo Total					\$ 229,375.41

4.2 Tiempo de ejecución

Dentro de las obras civiles el tiempo de ejecución es el tiempo total que toma la construcción de una edificación y esta toma en cuenta una serie de factores que varían dependiendo de las características que tiene la edificación, cada uno de estos factores presentados a continuación tiene un impacto significativo en el tiempo de ejecución total por lo que es importante analizarlos para la correcta realización del cronograma valorado.

- Tamaño de la obra
- Tipo de construcción
- Condiciones del sitio
- Disponibilidad de recursos
- Eficiencia de la mano de obra

4.2.1 Variante en Hormigón Armado

Para el caso de las construcciones en hormigón armado este suele ser mucho mayor que las estructuras de acero debido principalmente a que el hormigón requiere un tiempo de fraguado y endurecimiento para que logre llegar a la resistencia requerida.

CRONOGRAMA VALORADO HORMIGON ARMADO											
item	Descripción	Unidad	Cantidad	P. unitario	P. total	PERIODOS (meses)					
						Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6
1000	Replanteo y nivelacion	m2	510	1.36	694.86	100.00%					
1001	Desbroce y limpieza	m2	510	0.74	377.91	100.00%					
1002	Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	50	10.51	525.39	50.00%	50.00%				
1003	Excavación con máquina en suelo sin clasificar 0 - 2 m de profundidad	m3	435	2.58	1124.18	50.00%	50.00%				
1004	Relleno Compactado con material de Mejoramiento	m3	410	20.93	8582.94	50.00%	50.00%	50.00%			
1005	Relleno Compactado con material Clasificado en Obra	m4	10	5.35	53.50	50.00%	50.00%				
1006	Transporte de material hasta 5 km	m3	635	2.80	1780.49	50.00%	50.00%				
1007	Hormigón Simple 240 Kg/cm2	m3	270	154.11	41609.70	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	
1008	Encofrado recto (Dos usos)	m2	870	13.61	11838.12	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%
1009	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	28190	2.24	63058.77	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%
1010	Hormigón Simple Replantillo 180 Kg/cm2	m3	10	146.43	1464.30	100.00%					
1011	Acero estructural A-36	Kg	5390	2.88	15530.31						100.00%
1012	Casetones de poliestireno 40x40x15 cm (varios usos)	U	3070	3.77	11579.41			25.00%	25.00%	25.00%	25.00%
Total					\$ 158,219.90			2894.85	2894.85	2894.85	2894.85
INV. SEMANAL						1897.56	30798.87	31404.64	26196.17	26196.17	41726.49
POR. SEMANAL						1.20%	19.47%	19.85%	16.56%	16.56%	26.37%
INV. ACUMULADA						1897.56	32696.43	64101.07	90297.24	116493.42	158219.90
POR. ACUMULADO						1.20%	20.67%	40.51%	57.07%	73.63%	100.00%
POR.ACUM 80%						0.96%	16.77%	36.54%	53.76%	70.32%	94.73%

4.2.2 Variante en Acero Estructural

Respecto al tiempo de ejecución para las estructuras de acero, como el material proviene de una fábrica listo para ser utilizado, al llegar a la obra se ensambla rápidamente en el sitio, lo que reduce significativamente el tiempo total de construcción de la obra.

CRONOGRAMA VALORADO ACERO ESTRUCTURAL										
item	Descripción	Unidad	Cantidad	P. unitari	P. total	PERIODOS (meses)				
						Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	
1000	Replanteo y nivelacion	m2	510	1.36248	694.86	100.00%				
						694.8648				
1001	Desbroce y limpieza	m2	510	0.74	377.91	100.00%				
						377.91				
1002	Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	30	10.51	315.23	100.00%				
						315.234				
1003	Excavación con máquina en suelo sin clasificar 0 - 2 m de profundidad	m3	270	2.58	697.77	100.00%				
						697.7664				
1004	Relleno Compactado con material de Mejoramiento	m3	255	20.93	5338.17	50.00%	50.00%			
						2669.085	2669.085			
1005	Relleno Compactado con material Clasificado en Obra	m4	10	5.35	53.50	50.00%	50.00%			
						26.7486	26.7486			
1006	Transporte de material hasta 5 km	m3	390	2.80	1093.53	50.00%	50.00%			
						546.7644	546.7644			
1007	Hormigón Simple 240 Kg/cm2	m3	40	154.11	6164.40	100.00%				
						6164.4				
1008	Encofrado recto (Dos usos)	m2	85	13.61	1156.60	100.00%				
						1156.5984				
1009	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	2160	2.24	4831.75	100.00%				
						4831.7472				
1010	Hormigón Simple Replanteo 180 Kg/cm2	m3	5	146.43	732.15	100.00%				
						732.1524				
1011	Acero estructural A-36	Kg	59040	2.88	170113.13		33.33%	33.33%	33.33%	
						56704.3775	56704.3775	56704.3775		
1013	Losa Deck de 5 cm e=0.76 mm	m2	730	45.99	33571.21			50.00%	50.00%	
								16785.6054	16785.6054	
1014	Placas de anclaje (incluye montaje)	U	25	169.41	4235.20		100.00%			
								4235.202		
					Total	\$ 229,375.41				
						INV. SEMANAL	6060.53	76334.92	73489.98	73489.98
						POR. SEMANAL	2.64%	33.28%	32.04%	32.04%
						INV. ACUMULADA	6060.5256	82395.4487	155885.43	229375.41
						POR. ACUMULADO	2.64%	35.92%	67.96%	100.00%
						POR.ACUM 80%	2.11%	29.27%	61.55%	93.59%

4.3 Dificultad de montaje

La dificultad de montaje dentro de las obras civiles hace referencia a los desafíos técnicos y logísticos que se pueden presentar a lo largo del proceso de construcción y montaje de la edificación en cuestión. Esta dificultad puede variar entre diferentes obras dependiendo de las características de la edificación como el tamaño, la complejidad de la estructura, el tipo de material y los equipos necesarios, inclusive depende de la experiencia que tiene la mano de obra.

4.3.1 Variante en Hormigón Armado

La dificultad de montaje suele ser mayor en construcciones de hormigón armado debido a que este requiere el uso de encofrados y apuntalamientos para poder formar los diferentes miembros que componen la estructura. Adicionalmente se tiene que realizar la colocación de armaduras de acero que requieren una mayor precisión y cuidado durante este proceso.

4.3.2 Variante en Acero Estructural

Para el caso de las estructuras de acero el montaje es más fácil debido a que los elementos ya son prefabricados, otra ventaja es que a pesar del peso que tienen los miembros estructurales como estos poseen menores dimensiones que los de hormigón se facilita el manejo de estos para su manejo y colocación en sitio. La mayor dificultad se encuentra a la hora de la unión de los miembros mediante soldadura, ya que este proceso tiene que ser realizado de manera apropiada para que la estructura puede soportar las cargas solicitadas sin llegar a fallar.

4.4 Calificación de la mano de obra

La calificación de la mano de obra dentro de las construcciones es otro factor crucial para la calidad y eficiencia de una edificación o proyecto. Este término hace referencia a las habilidades, conocimiento experiencias que se requiere por parte de los trabajadores para poder hacer ciertas actividades dentro de la obra.

4.4.1 Variante en Hormigón Armado

En la construcción con hormigón armado se requiere conocimientos desde la colocación de los encofrados hasta en el correcto vertido y nivelación del hormigón. Un factor fundamental dentro de este tipo de obras es la experiencia y la precisión necesaria para poder realizar el correcto armado de los refuerzos con varillas de acero para poder lograr la resistencia requerida.

4.4.2 Variante en Acero Estructural

Para el caso de la tipología de acero estructural también se requiere personal calificado para su correcta ejecución, como por ejemplo para el manejo y montaje de los miembros estructurales por su gran peso, también para realizar los cortes en los perfiles

u otros elementos sin cometer errores y lo más importante para realizar la correcta unión de los miembros a través de las soldaduras donde se requiere la mayor experiencia y calificación.

4.5 Mantenimiento requerido

Después de haber finalizado una edificación esta requiere de un mantenimiento con el paso del tiempo para que dicha obra se mantenga en condiciones óptimas y evitar problemas futuros que puedan llegar a afectar la estructura, estos dependen del tipo de estructura debido a que algunas edificaciones requieren mayor mantenimiento que otras.

4.5.1 Variante en Hormigón Armado

Por lo general el mantenimiento requerido en estructuras de hormigón armado es menor que en las de acero debido a la durabilidad y resistencia del material, junto a su resistencia a la corrosión y altas temperaturas que este posee.

4.5.2 Variante en Acero Estructural

Para las estructuras de acero, ya que estas son más susceptibles a ciertos factores como la fatiga, corrosión o las altas temperaturas, requieren un mayor mantenimiento. Este consiste en la aplicación de pinturas y ciertos tratamientos especiales para lograr protegerlos de estos factores que pueden causar la pérdida de sus características y resistencia.

4.6 Control de calidad del material

El control de calidad del material busca garantizar que el material posea las propiedades y especificaciones requeridas para la obra, cumpliendo con las normativas y códigos pertinentes, para lograr cumplir con la resistencia necesaria para las solicitudes dentro de la obra.

4.6.1 Variante en Hormigón Armado

Algunas variables a tomar en cuenta dentro de las obras de hormigón armado es que las proporciones de los distintos materiales sean las correctas y que los materiales sean

de buena calidad para llegar a la resistencia requerida y que no existan vacíos dentro de los miembros lo cual se logra aplicando vibración para una distribución uniforme. Otro factor muy importante es el correcto armado de los refuerzos de acero en todos los miembros estructurales para garantizar la resistencia del material.

4.6.2 Variante en Acero Estructural

Por otro lado, las estructuras de acero debido a que son conformadas por un material más homogéneo y los miembros estructurales son prefabricados ya poseen un control de calidad previo. Por esta razón su control de calidad es más sencillo dentro de la obra.

4.7 Control de calidad del proceso constructivo

El control de calidad es un proceso que busca garantizar que la obra cumpla con los estándares y normas establecidas por los organismos competentes mediante la realización de pruebas y ensayos a lo largo de las diferentes etapas constructivas.

4.7.1 Variante en Hormigón Armado

El control de calidad del hormigón armado dentro de su proceso constructivo empieza desde los trabajos de encofrado que tienen que cumplir con la rigidez necesaria y realizar el desencofrado sin causar daños en el hormigón, el acero de refuerzo debe ser colocado de manera apropiada con los empalmes y longitudes de anclaje adecuadas. A la hora de realizar el vertido se requiere la utilización de vibración para evitar la existencia de vacíos en el material. Durante el proceso de construcción se tiene que controlar la consistencia y trabajabilidad del material, un ensayo utilizado para esto es el cono de Abrams. Otro factor importante es la resistencia mecánica que se realiza mediante pruebas destructivas de probetas o especímenes. Vidaud et al. (2019)

4.7.2 Variante en Acero Estructural

En el caso de las construcciones en acero estructural, el principal proceso que se tiene que realizar el control es en las uniones por soldaduras, para garantizar que los diferentes elementos trabajen en conjunto y de manera adecuada ante las sollicitaciones.

De acuerdo a Yair Mares Domínguez (2018) las uniones soldadas deben ser inspeccionadas ocularmente y se procede a su reparación en el caso que presenten defectos de importancia como insuficiencia en el tamaño de los hilos de soldadura, cráteres o socavaciones del metal base. En el caso de que presentes fallas que puedan comprometer su resistencia como grietas tienen que ser rechazadas. Algunas pruebas no destructivas que se realizan para su control son:

- Ultrasonido: se basa en la velocidad de propagación del sonido el material, permitiendo la detección de discontinuidades internas y externas.
- Líquidos penetrantes: consiste en la aplicación de líquidos fluorescentes en la superficie para detectar discontinuidades en la superficie.
- Radiografía: se basa en la capacidad de penetración de los Rayos X y Rayos Gama, con esto se logra determinar la presencia de irregularidades internas.

4.8 Comparación técnica

Para poder realizar la comparación técnica entre las variantes de hormigón armado y acero estructural se hará uso de la investigación presentada anteriormente a lo largo del trabajo, junto a una consulta a expertos sobre el tema. Para comenzar con la comparación se analizó todas las variantes presentadas anteriormente y se les asignó un porcentaje de acuerdo al impacto que cada variable va a tener en el resultado total, siendo así los siguientes:

- 30% Precio referencial
- 20% Tiempo de ejecución
- 15% Dificultad de montaje
- 10% Calificación de la mano de obra
- 15% Mantenimiento requerido
- 5% Control de calidad del material
- 5% Control de calidad del proceso constructivo

A continuación, se procedió a calificar cada parámetro para ambas variantes de acuerdo a los porcentajes determinados previamente. Para cada parámetro, a la variante que se desempeñara mejor en ese campo, se le asignó la máxima puntuación y a partir de ese puntaje se le proporcionó un porcentaje de la calificación a la otra

variante, en relación a la diferencia que existe entre ambas en ese campo. Para la calificación se trabajó únicamente con los siguientes porcentajes: 20%, 40%, 60, 80% o 100%.

VARIANTE	PRECIO REFERENCIAL	TIEMPO DE EJECUCIÓN	DIFICULTAD DE MONTAJE	CALIFICACIÓN DE LA MANO DE OBRA	MANTENIMIENTO REQUERIDO	CONTROL DE CALIDAD DEL MATERIAL	CONTROL DE CALIDAD DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	SUMATORIA DE VALOR
VALOR MAXIMO	0.3	0.2	0.15	0.1	0.15	0.05	0.05	1
MODELO EN HORMIGON ARMADO	0.3	0.12	0.12	0.1	0.15	0.03	0.05	0.87
MODELO EN ACERO ESTRUCTURAL	0.21	0.2	0.15	0.08	0.09	0.05	0.04	0.82

Finalmente, con las puntuaciones asignadas para cada parámetro, se realiza una suma aritmética con el fin de obtener la calificación total de cada variante, y de esa manera se determina que variable es más favorable para la construcción de la edificación.

Con la matriz comparativa se puede ver que ambas variantes sobresalen en diferentes campos debido a sus características y propiedades únicas, siendo así los siguientes casos para Hormigón Armado (HA) y Acero Estructural (AE):

Precio referencial: El AE tiene el puntaje correspondiente al 70% de HA debido a que el costo total de la obra es significativamente menor con una diferencia similar al 30%.

Tiempo de ejecución: El HA posee el 60% de la calificación porque el cronograma planificado es de 6 meses a comparación del AE con 4 meses produciendo una diferencia del 30% en el tiempo total de ejecución.

Dificultad de montaje: El HA corresponde a una calificación del 80% debido a que a la hora del montaje existe ligeramente una mayor dificultad.

Calificación de la mano de obra: El AE posee una puntuación del 80% debido a que el personal requiere una mayor calificación, a la hora de la unión de los miembros estructurales por soldadura, a pesar de que ambos necesitan personal con experiencia en el campo.

Mantenimiento requerido: EL AE obtuvo un 60% de la calificación total debido a que el mantenimiento después de la terminación de la obra es significativamente mayor

con la aplicación de pinturas y protecciones ante la corrosión y otros factores que pueden causar fatiga o pérdida de sus propiedades.

Control de calidad del material: Al HA se le asignó una puntuación del 60% debido a que el control en el material es más exhaustivo, mientras que el AE posee un control previo desde la fábrica.

Control de calidad del proceso constructivo: El AE posee un 80% del puntaje debido a la mayor dificultad que existe en los ensayos para el control de calidad en las soldaduras y estos requieren de equipos especiales.

Conclusiones

Al finalizar este trabajo se llegaron a las siguientes conclusiones:

1. Según las estadísticas de los últimos años en el Ecuador la gran mayoría de permisos de construcción fueron para edificaciones de vivienda unifamiliares, así como, edificaciones de tres o más apartamentos, similar tendencia en las diferentes regiones del país; el material predominante de construcción tanto para la cimentación como para la estructura es el hormigón armado con un 75% de uso frente a otros materiales de construcción.
2. Se realizó el análisis estructural con las solicitaciones requeridas para el edificio tanto para la variante en hormigón armado y en acero estructural mediante el software comercial CYPECAD. Para el modelado sísmico se realizó un análisis modal espectral siguiendo la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS. Se obtuvieron los coeficientes de participación modal, cortantes basales, derivas y flechas máximas.
3. El diseño de todos los miembros estructurales se realizó por el método de los estados límites últimos (E.L.U) y estados límites de servicio (E.L.S) en ambas variantes cumpliendo con las normativas de la NEC, ACI, AISC y AISI, determinándose finalmente armados estándar para cada planta para vigas, losas, columnas y diseño de cimentaciones. Con los modelos definitivos levantados en el software de diseño CYPECAD se obtuvo los esfuerzos, flectores, armados y la cuantificación de materiales.
4. Una vez realizado el análisis económico se ha obtenido que el costo total de la estructura de acero resultó ser mayor en un 30% frente a la variante en hormigón armado. Sin embargo, frente al parámetro de tiempo de ejecución, para la variante en acero debido a la industrialización del proceso será más rápida que en hormigón armado, donde por el tipo de proceso constructivo siempre hay tiempos muertos que deben ser considerados.

5. Para la selección del tipo de material para una construcción se debe tener en cuenta además del factor económico, la situación del país, lugar donde será emplazado el proyecto, entre otros, que es donde influye la disponibilidad de mano de obra calificada, facilidad de control de obra en el proceso constructivo, aspectos sociales, entre otros.
6. Una de las principales desventajas del acero estructural se da en su elevado costo debido a que Ecuador no posee la industria para hacer su propia producción, y esto lo hace dependiente de la producción del mercado internacional haciendo que el precio de su adquisición dependa de las tasas de inflación y las elevadas tasas arancelarias. Mientras si nos referimos al hormigón armado, es un material que en nuestro medio se lo puede encontrar sin problemas en costos o accesibilidad.
7. Por otro lado, el control de calidad en el proceso constructivo del acero requiere de personal y equipo técnico especializado el cual en nuestro medio es difícil de cumplir.
8. Finalizado el análisis técnico económico mediante la matriz de ponderaciones de ingeniería de valor entre las variantes en hormigón armado y acero estructural respecto a diferentes parámetros, se ha determinado que la mejor variante para un edificio residencial de hasta 4 pisos en la ciudad de Cuenca es en **hormigón armado, es decir el método tradicional.**

Recomendaciones

1. Para determinar una tendencia se debería realizar una investigación con viviendas de dos, seis, ocho y diez pisos.
2. Se sugiere obtener un manual de recomendaciones en el cual se especifique cual es el mejor material a utilizar en base al número de pisos de la edificación.
3. Se recomienda considerar que los parámetros para la ingeniería de valor como: dificultad de montaje, tiempo de ejecución y presupuesto pueden variar en función de la cantidad de pisos que tiene la edificación.

REFERENCIAS

1. ACI 318S-14. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios.
2. AISC 360-16. (2016). ESPECIFICACIÓN PARA CONSTRUCCIONES DE ACERO.
3. Arellano, D., & Mejía, U. (2014). Evolución de los sistemas constructivos de la ingeniería civil. *ACADEMIA*, 13, 16.
4. Domínguez, Y. M. (2018). Criterios de control de calidad en obras de estructura metálica. Naucalpan. Instituto Politécnico Nacional, 39-41.
5. Instituto Nacional de Estadísticas y Censos INEC. (2020). Encuesta Nacional de Edificaciones (ENED).
6. Kassimali, A. (2015). Análisis estructural. Cengage Learning.
7. McCormac, J., & Brown, R. (2017). Diseño de concreto reforzado. Alfaomega.
8. McCormac, J., & Csernak, S. (2012). Diseño de estructuras de acero. Alfaomega.
9. MOP-001-F. (2002). ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCION DE CAMINOS Y PUENTES.
10. NEC. (2014). NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. ESTRUCTURAS DE ACERO. NEC-SE-AC.
11. NEC. (2014). NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO. NEC-SE-HM.
12. NEC-11. (2011). NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. CAPÍTULO 1: Cargas y materiales.
13. NEC-11. (2011). NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION. CARGAS SÍSMICAS. DISEÑO SISMO RESISTENTE. NEC-SE-DS.
14. NEC-11. (2011). NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION. CAPÍTULO 9: Geotecnia y Cimentaciones. 2011.
15. Novas Cabrera, J. (2010). Sistemas Constructivos prefabricados aplicables a la construcción de edificaciones en países en desarrollo. Madrid. [Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Madrid]. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM).

16. Rojas López, M., & Arenas Giraldo, J. (2008). COMPARACION TECNICO-FINANCIERA DEL ACERO ESTRUCTURAL Y EL HORMIGON ARMADO. DYNA. Obtenido de http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0012-73532008000200005
17. Universidad Autónoma Metropolitana. (2010). Administración y Tecnología para arquitectura, diseño e ingeniería, Compilación de Artículos de Investigación, 16-31.
18. Vidaud-Quintana, I. N., Frómeta-Salas, Z. P., & de Jesús Vidaud-Quintana, E. (2019). Control de calidad en estructuras de hormigón para la construcción en zonas de elevado peligro sísmico. Ciencia en su PC, 1(1), 83-84.

ANEXOS

Anexo 1. Justificación Sísmica (Hormigón Armado)

ANEXO 1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN HORMIGÓN ARMADO

SISMO

Norma utilizada: NEC-SE-DS 2014
NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN
Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

Método de cálculo: Análisis modal espectral (NEC-SE-DS 2014, 6.2.2e)

1.1.- Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II
Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos
Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C

Sistema estructural

R_X : Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)	R_X : <u>8.00</u>
R_Y : Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)	R_Y : <u>8.00</u>
Φ_P : Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a)	Φ_P : <u>0.90</u>
Φ_E : Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b)	Φ_E : <u>0.90</u>
Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Irregular	

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Sistema estructural (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): IV	
Sistema estructural (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): IV	
h : Altura del edificio	h : <u>12.00</u> m

Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma	
Fracción de sobrecarga de uso	: <u>0.00</u>
Factor multiplicador del espectro	: <u>1.00</u>

Efectos de la componente sísmica vertical

No se consideran

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ninguno

Factores reductores de la inercia (NEC-SE-DS 2014, 6.1.6 b)

Vigas primarias frente a la acción sísmica: 0.5
Forjados primarios frente a la acción sísmica: 0.5
Pilares primarios frente a la acción sísmica: 0.8

ANEXO 1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN HORMIGÓN ARMADO

Muros de cortante: 0.6
Muros: 0.6
Muros de mampostería: 0.5

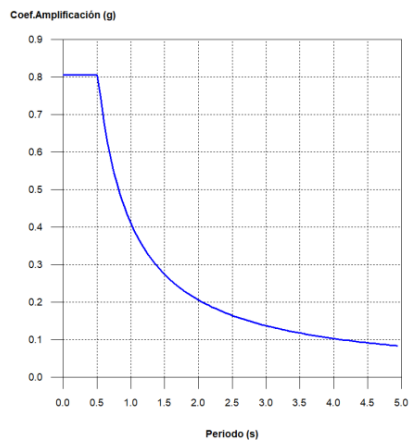
Direcciones de análisis

Acción sísmica según X
Acción sísmica según Y

Proyección en planta de la obra

1.2.- Espectro de cálculo

1.2.1.- Espectro elástico de aceleraciones



Coef. Amplificación:

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.806 g.

NEC-SE-DS 2014 (3.3.1)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

Z: Factor de zona (NEC-SE-DS 2014, Tabla 1) Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II	Z : <u>0.25</u>
η: Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos	η : <u>2.48</u>
F_a: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 3)	F_a : <u>1.30</u>
F_d: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 4)	F_d : <u>1.28</u>
F_s: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 5) Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II	F_s : <u>0.94</u>
I: Factor de importancia (NEC-SE-DS 2014, Tabla 6) Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras	I : <u>1.00</u>
r: Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C	r : <u>1.00</u>

ANEXO 1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN HORMIGÓN ARMADO

c : Período límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.1)

$T_c : 0.51 \text{ s}$

1.2.2.- Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente $(R \cdot \Phi_p \cdot \Phi_E)$ correspondiente a cada dirección de análisis.

Factor de comportamiento / Coeficiente de ductilidad

R_X : Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

$R_X : 8.00$

R_Y : Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

$R_Y : 8.00$

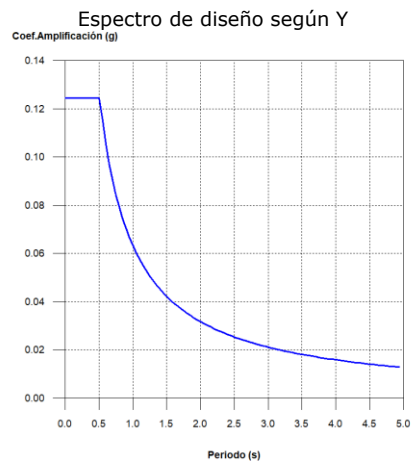
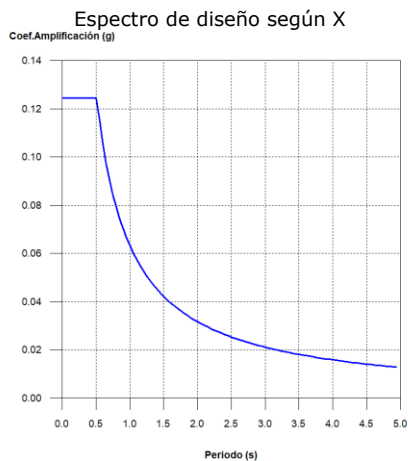
Φ_p : Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a)

$\Phi_p : 0.90$

Φ_E : Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b)

$\Phi_E : 0.90$

NEC-SE-DS 2014 (6.3.2)



ANEXO 1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN HORMIGÓN ARMADO

1.3.- Coeficientes de participación

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Condición X(1)	Condición Y(1)
Modo 1	0.484	0.9779	0.0061	0.2092	89.25 %	0 %	R = 6.48 A = 1.22 m/s ² D = 7.24649 mm	R = 6.48 A = 1.22 m/s ² D = 7.24649 mm
Modo 2	0.390	0.0062	0.7474	0.6644	0.01 %	87.51 %	R = 6.48 A = 1.22 m/s ² D = 4.70948 mm	R = 6.48 A = 1.22 m/s ² D = 4.70948 mm
Modo 3	0.323	0.0162	0.0177	0.9998	0.02 %	1.42 %	R = 6.48 A = 1.22 m/s ² D = 3.22789 mm	R = 6.48 A = 1.22 m/s ² D = 3.22789 mm
Modo 4	0.170	0.5416	0.0183	0.8404	1.52 %	0 %	R = 6.48 A = 1.22 m/s ² D = 0.89021 mm	R = 6.48 A = 1.22 m/s ² D = 0.89021 mm
Modo 5	0.146	0.0011	0.7841	0.6206	0 %	6.99 %	R = 6.48 A = 1.22 m/s ² D = 0.65859 mm	R = 6.48 A = 1.22 m/s ² D = 0.65859 mm
Total					90.8 %	95.92 %		

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz}: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x, M_y: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

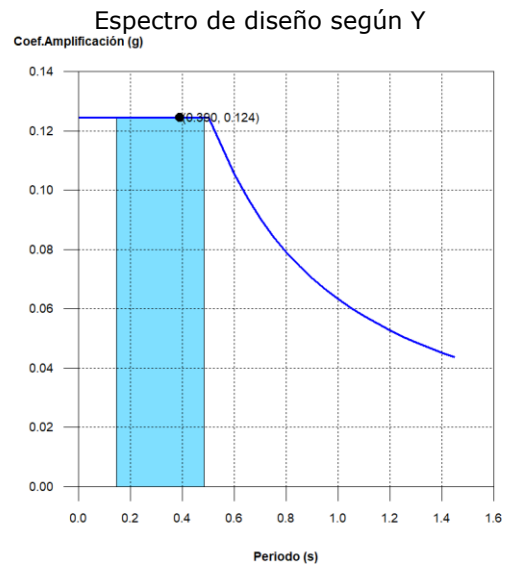
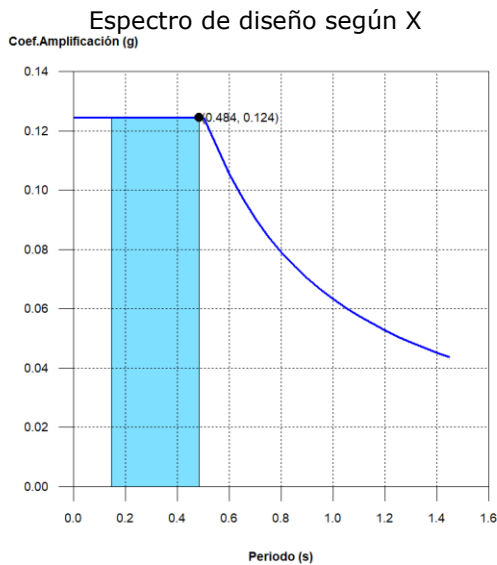
R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

ANEXO 1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN HORMIGÓN ARMADO

Representación de los periodos modales



Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Condición Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.484	0.124

Condición Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.390	0.124

1.4.- Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_y (m)
N+9.00	(7.49, 9.30)	(6.85, 10.01)	0.64	-0.71
N+6.00	(7.53, 9.25)	(6.98, 9.43)	0.56	-0.18
N+3.00	(7.54, 9.01)	(6.94, 8.93)	0.60	0.07
N+0.00	(7.17, 8.93)	(6.95, 8.93)	0.23	0.00

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

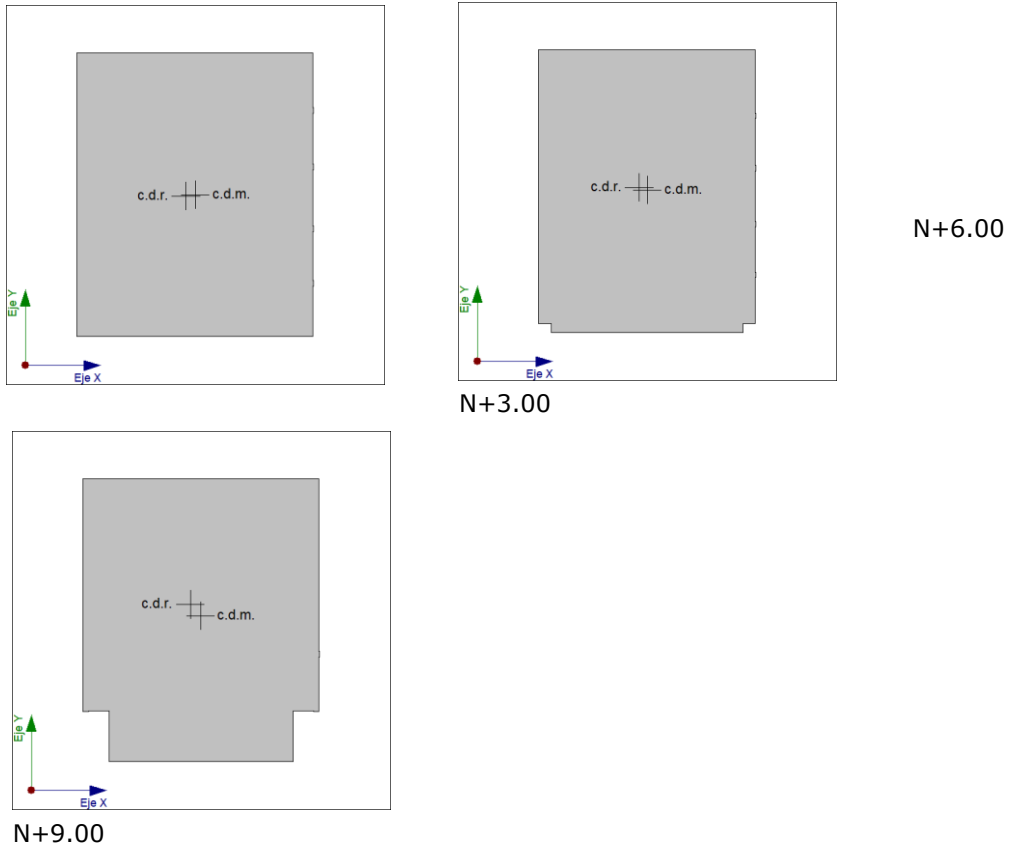
c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

e_x : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

e_y : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

ANEXO 1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN HORMIGÓN ARMADO

Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



1.5.- Corrección por cortante basal

1.5.1.- Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_x (t)	$V_{d,x}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	60.0853	60.1081
	Modo 2	0.0041	
	Modo 3	0.1040	
	Modo 4	1.0241	
	Modo 5	0.0000	

ANEXO 1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN HORMIGÓN ARMADO

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (t)	$V_{d,Y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	0.0024	59.4234
	Modo 2	58.9804	
	Modo 3	0.9556	
	Modo 4	0.0012	
	Modo 5	4.7089	

$V_{d,x}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

1.5.2.- Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

$V_{s,x}$: Cortante sísmico en la base (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.2)

$$V_{s,x} : \underline{66.3469} \text{ t}$$

$S_{d,x}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X)

$T_{a,x}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a)

$$S_{d,x}(T_a) : \underline{0.124} \text{ g}$$

$$T_{a,x} : \underline{0.35} \text{ s}$$

Sistema estructural (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): IV

h : Altura del edificio

$$h : \underline{12.00} \text{ m}$$

$V_{s,y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.2)

$$V_{s,y} : \underline{66.3469} \text{ t}$$

$S_{d,y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y)

$T_{a,y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a)

$$S_{d,y}(T_a) : \underline{0.124} \text{ g}$$

$$T_{a,y} : \underline{0.35} \text{ s}$$

Sistema estructural (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): IV

h : Altura del edificio

$$h : \underline{12.00} \text{ m}$$

W : Peso sísmico total de la estructura

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

$$W : \underline{533.4096} \text{ t}$$

w_i : Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

Planta	w_i (t)
N+9.00	156.1654
N+6.00	198.1187
N+3.00	179.1255
$W = \sum w_i$	533.4096

ANEXO 1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN HORMIGÓN ARMADO

1.5.3.- Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 85 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.85 \cdot V_s / V_d$.

Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Irregular

NEC-SE-DS 2014 (6.2.2b)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.85 \cdot V_{s,X}$ 60.1081 t \geq 56.3949 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.85 \cdot V_{s,Y}$ 59.4234 t \geq 56.3949 t	N.P.

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{s,X}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$V_{s,Y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica

N.P.: No procede

1.6.- Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

1.6.1.- Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	Q_x (t)	$F_{eq,X}$ (t)	Q_y (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
N+9.00	25.0590	25.0590	0.5025	0.5025
N+6.00	47.9142	22.9185	0.6271	0.1346
N+3.00	60.1081	12.2328	1.2004	0.5763
N+0.00	60.1081	0.0000	1.2004	0.0000

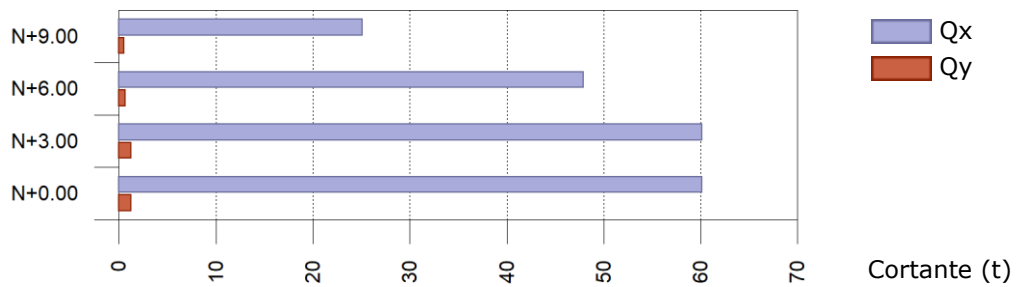
ANEXO 1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN HORMIGÓN ARMADO

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

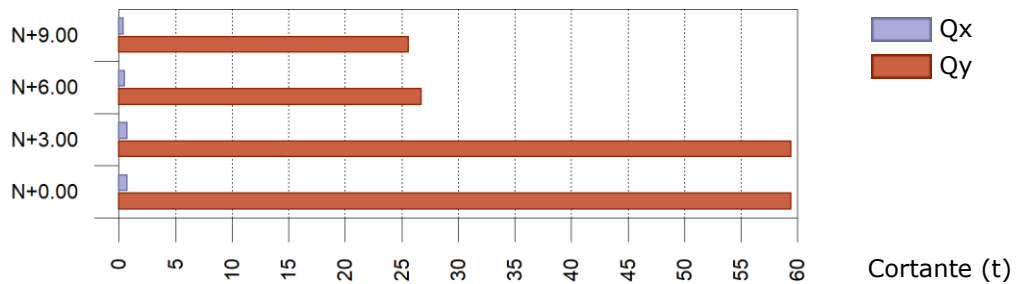
Planta	Q _x (t)	F _{eq,X} (t)	Q _y (t)	F _{eq,Y} (t)
N+9.00	0.3578	0.3578	25.6130	25.6130
N+6.00	0.4657	0.1682	26.7188	3.8802
N+3.00	0.7018	0.2547	59.4234	33.1203
N+0.00	0.7018	0.0000	59.4234	0.0000

Cortantes sísmicos máximos por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1

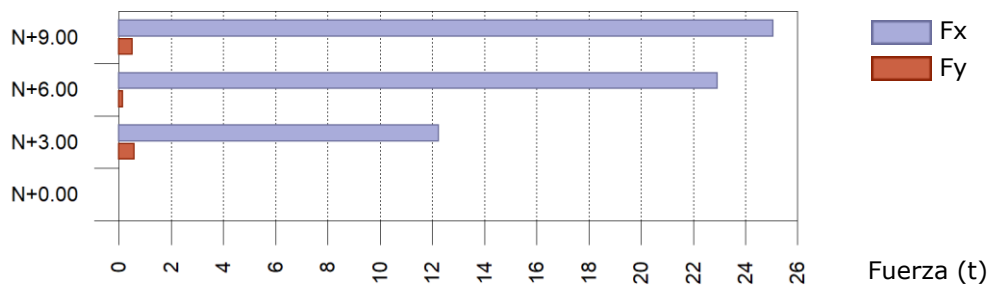


Hipótesis sísmica: Sismo Y1



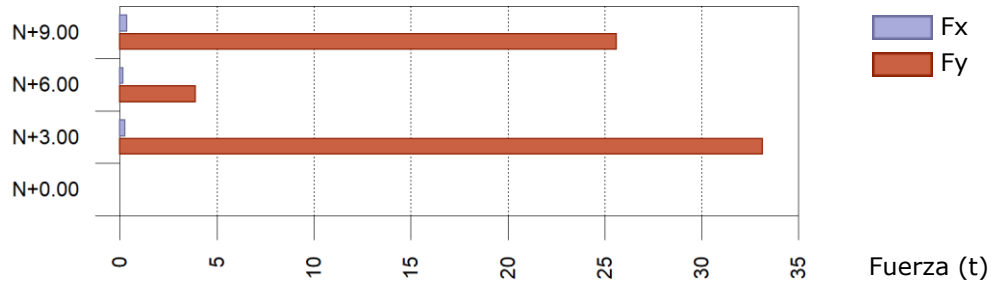
Fuerzas sísmicas equivalentes por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1



ANEXO 1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN HORMIGÓN ARMADO

Hipótesis sísmica: Sismo Y1



1.6.2.- Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
N+9.00	95.10	4.90	82.61	17.39
N+6.00	83.35	16.65	89.22	10.78
N+3.00	71.40	28.60	55.91	44.09
N+0.00	58.98	41.02	63.64	36.36

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
N+9.00	61.38	38.62	88.79	11.21
N+6.00	42.60	57.40	92.32	7.68
N+3.00	73.74	26.26	48.64	51.36
N+0.00	59.12	40.88	59.77	40.23

1.6.3.- Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

Hipótesis sísmica	%Q _x		%Q _y	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
Sismo X1	58.98	41.02	63.64	36.36
Sismo Y1	59.12	40.88	59.77	40.23

Anexo 2. Justificación Sísmica (Acero Estructural)

ANEXO 2 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN ACERO ESTRUCTURAL

SISMO

Norma utilizada: NEC-SE-DS 2014

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

Método de cálculo: Análisis modal espectral (NEC-SE-DS 2014, 6.2.2e)

1.1.- Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C

Sistema estructural

R_x : Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

R_x : 6.00

R_y : Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

R_y : 6.00

Φ_P : Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a)

Φ_P : 0.90

Φ_E : Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b)

Φ_E : 0.90

Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Irregular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Sistema estructural (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): II

Sistema estructural (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): II

h : Altura del edificio

h : 12.00 m

Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Fracción de sobrecarga de uso

: 0.00

Factor multiplicador del espectro

: 1.00

Efectos de la componente sísmica vertical

No se consideran

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ninguno

ANEXO 2 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN ACERO ESTRUCTURAL

Factores reductores de la inercia (NEC-SE-DS 2014, 6.1.6 b)

Vigas primarias frente a la acción sísmica: 0.5
 Forjados primarios frente a la acción sísmica: 0.5
 Pilares primarios frente a la acción sísmica: 0.8
 Muros de cortante: 0.6
 Muros: 0.6
 Muros de mampostería: 0.5

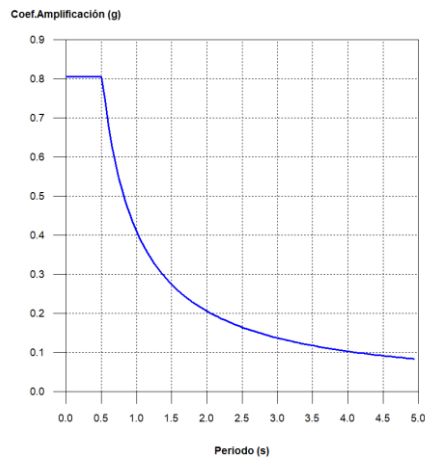
Direcciones de análisis

Acción sísmica según X
 Acción sísmica según Y

Proyección en planta de la obra

1.2.- Espectro de cálculo

1.2.1.- Espectro elástico de aceleraciones



Coef. Amplificación:

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.806 g.

NEC-SE-DS 2014 (3.3.1)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

Z: Factor de zona (NEC-SE-DS 2014, Tabla 1) Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II	Z : <u>0.25</u>
η: Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos	η : <u>2.48</u>
F_a: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 3)	F_a : <u>1.30</u>
F_d: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 4)	F_d : <u>1.28</u>
F_s: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 5)	F_s : <u>0.94</u>

ANEXO 2 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN ACERO ESTRUCTURAL

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C
Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

I: Factor de importancia (NEC-SE-DS 2014, Tabla 6) **I :** 1.00
Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras

r: Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) **r :** 1.00
Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C

T_c: Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) **T_c :** 0.51 s

1.2.2.- Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente ($R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E$) correspondiente a cada dirección de análisis.

Factor de comportamiento / Coeficiente de ductilidad

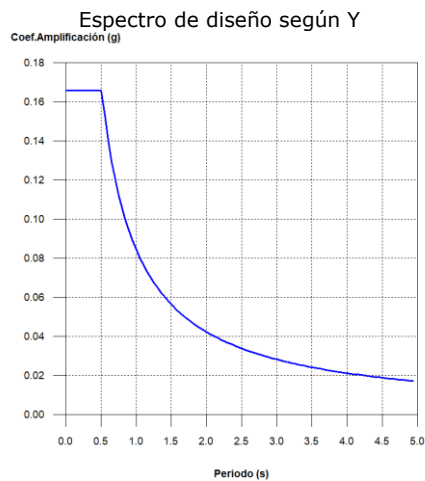
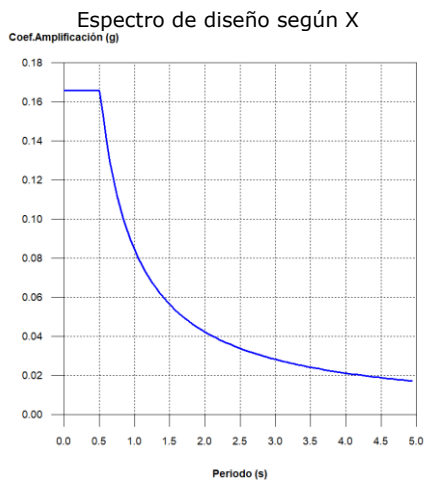
R_x: Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16) **R_x :** 6.00

R_y: Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16) **R_y :** 6.00

Φ_P: Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a) **Φ_P :** 0.90

Φ_E: Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b) **Φ_E :** 0.90

NEC-SE-DS 2014 (6.3.2)



ANEXO 2 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN ACERO ESTRUCTURAL

1.3.- Coeficientes de participación

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Condición X(1)	Condición Y(1)
Modo 1	0.490	0.9667	0.0039	0.256	94.24 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 9.88473 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 9.88473 mm
Modo 2	0.327	0.0006	0.582	0.8132	0 %	90.94 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 4.39442 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 4.39442 mm
Modo 3	0.291	0.0187	0.0313	0.9995	0.02 %	4.17 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 3.4847 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 3.4847 mm
Total					94.26 %	95.11 %		

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz}: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x, M_y: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

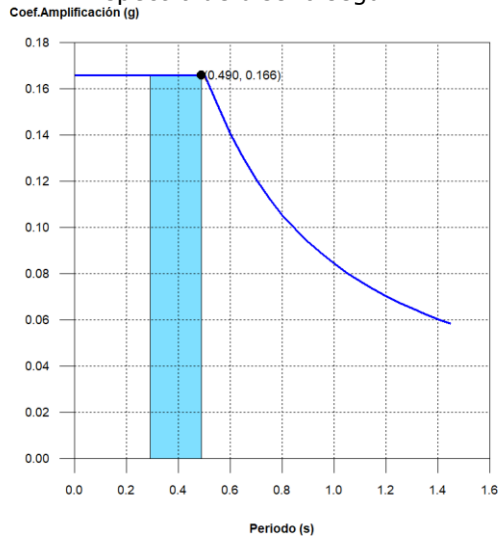
A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

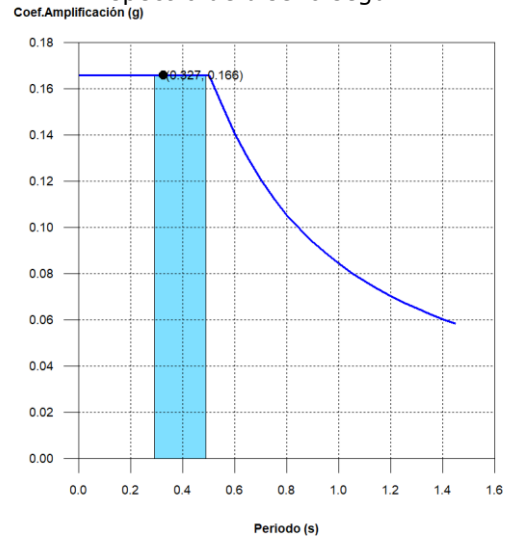
Representación de los periodos modales

ANEXO 2 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN ACERO ESTRUCTURAL

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Condición Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.490	0.166

Condición Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.327	0.166

1.4.- Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_y (m)
N+9.00	(7.54, 9.24)	(6.83, 9.67)	0.71	-0.43
N+6.00	(7.67, 9.19)	(7.15, 9.26)	0.52	-0.07
N+3.00	(7.73, 9.05)	(6.88, 8.88)	0.84	0.17
N+0.00	(7.11, 8.91)	(7.06, 8.88)	0.05	0.03

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

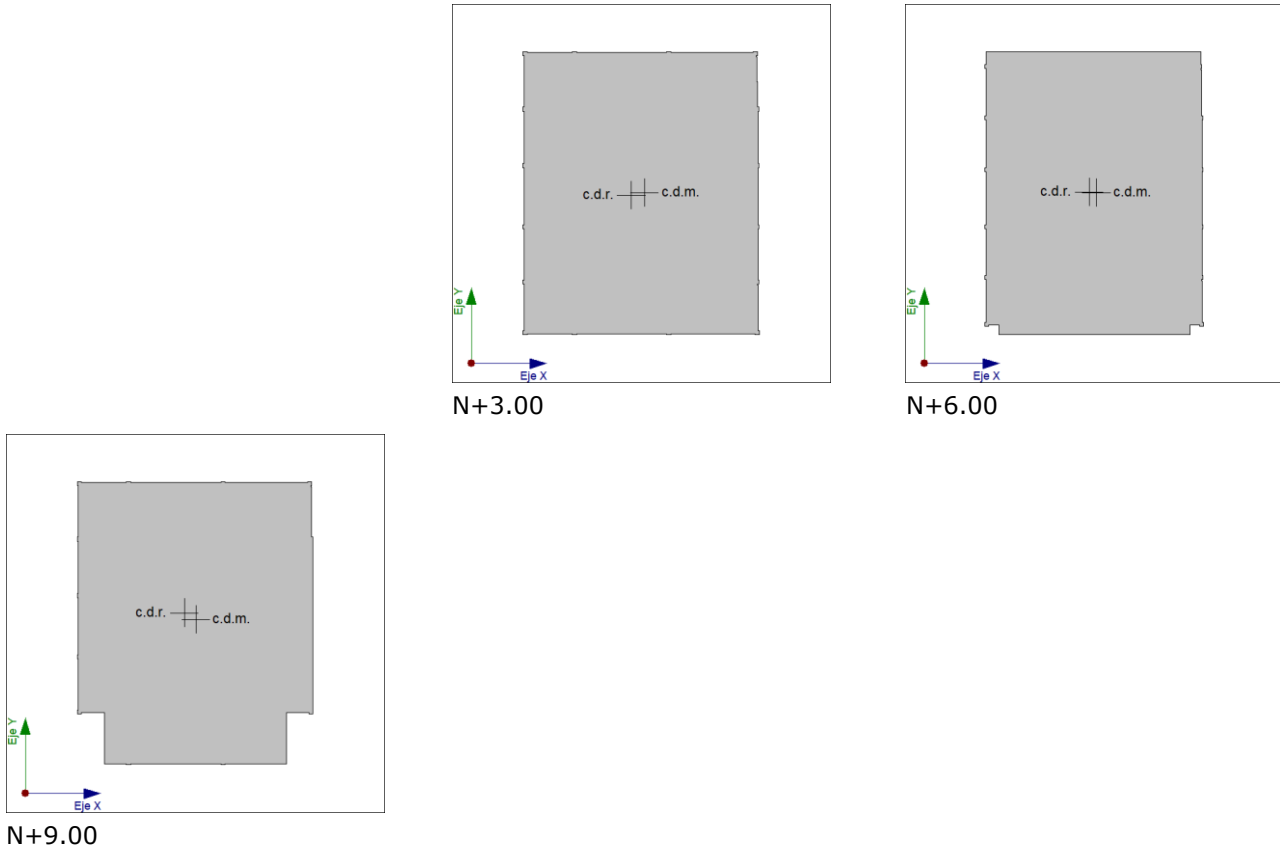
c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

e_x : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

e_y : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

ANEXO 2 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN ACERO ESTRUCTURAL

Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



1.5.- Corrección por cortante basal

1.5.1.- Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_x (t)	$V_{d,x}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	60.1261	60.1299
	Modo 2	0.0001	
	Modo 3	0.1091	

ANEXO 2 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN ACERO ESTRUCTURAL

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (t)	$V_{d,Y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	0.0010	59.3471
	Modo 2	58.1623	
	Modo 3	2.6691	

1.5.2.- Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

$V_{s,x}$: Cortante sísmico en la base (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.2)

$V_{s,x}$: 63.4446 t

$S_{d,x}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X)

$S_{d,x}(T_a)$: 0.166 g

$T_{a,x}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a)

$T_{a,x}$: 0.38 s

Sistema estructural (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): II

h: Altura del edificio

h : 9.00 m

$V_{s,y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.2)

$V_{s,y}$: 63.4446 t

$S_{d,y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y)

$S_{d,y}(T_a)$: 0.166 g

$T_{a,y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a)

$T_{a,y}$: 0.38 s

Sistema estructural (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): II

h: Altura del edificio

h : 9.00 m

W: Peso sísmico total de la estructura

W : 382.5566 t

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

w_i: Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

Planta	w_i (t)
N+9.00	119.8072
N+6.00	139.4544
N+3.00	123.2949
$W = \sum w_i$	382.5566

ANEXO 2 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN ACERO ESTRUCTURAL

1.5.3.- Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 85 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.85 \cdot V_s / V_d$.

Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Irregular

NEC-SE-DS 2014 (6.2.2b)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.85 \cdot V_{s,X}$ 60.1299 t \geq 53.9279 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.85 \cdot V_{s,Y}$ 59.3471 t \geq 53.9279 t	N.P.

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{s,X}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$V_{s,Y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica

N.P.: No procede

1.6.- Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

1.6.1.- Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	Q_x (t)	$F_{eq,X}$ (t)	Q_y (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
N+9.00	24.0774	24.0774	0.7035	0.7035
N+6.00	46.7506	22.6732	0.6052	0.2164
N+3.00	60.1299	13.3793	1.6487	1.0835
N+0.00	60.1299	0.0000	1.6487	0.0000

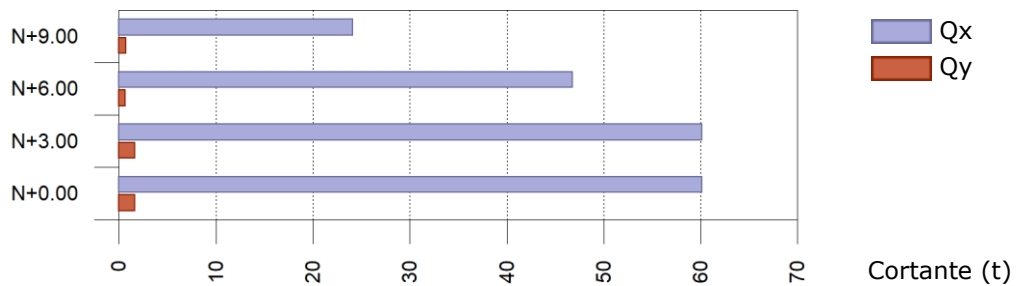
ANEXO 2 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN ACERO ESTRUCTURAL

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

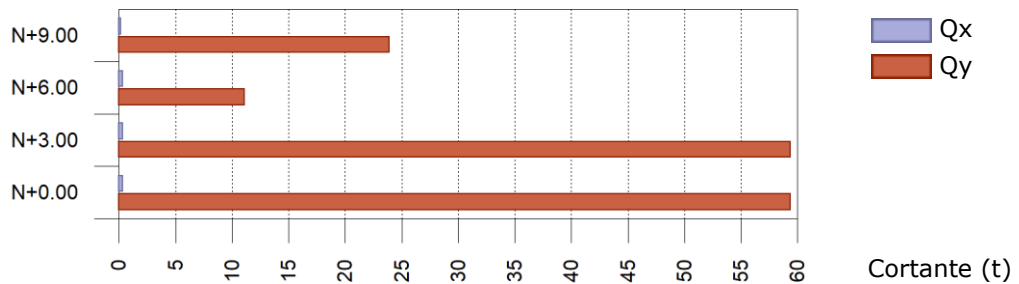
Planta	Q_x (t)	$F_{eq,x}$ (t)	Q_y (t)	$F_{eq,y}$ (t)
N+9.00	0.1497	0.1497	23.8889	23.8889
N+6.00	0.3225	0.2231	11.0743	12.8239
N+3.00	0.3287	0.2343	59.3471	48.2799
N+0.00	0.3287	0.0000	59.3471	0.0000

Cortantes sísmicos máximos por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1

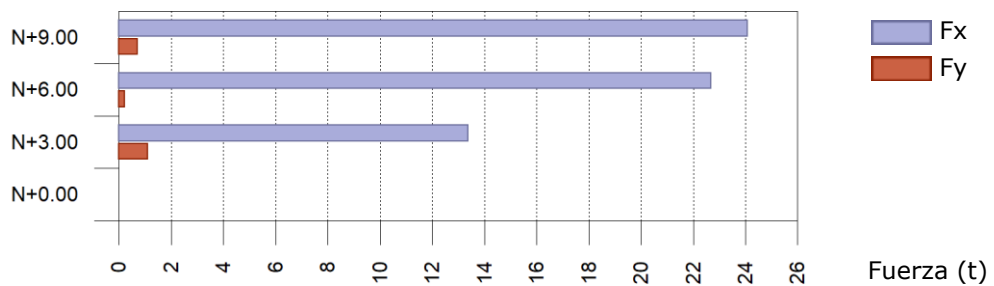


Hipótesis sísmica: Sismo Y1



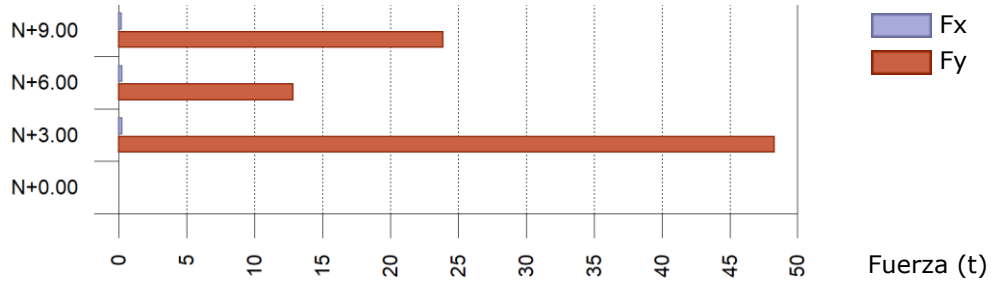
Fuerzas sísmicas equivalentes por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1



ANEXO 2 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA VARIANTE EN ACERO ESTRUCTURAL

Hipótesis sísmica: Sismo Y1



1.6.2.- Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
N+9.00	100.00	0.00	100.00	0.00
N+6.00	100.00	0.00	100.00	0.00
N+3.00	99.71	0.29	56.29	43.71
N+0.00	100.00	0.00	100.00	0.00

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
N+9.00	100.00	0.00	100.00	0.00
N+6.00	100.00	0.00	100.00	0.00
N+3.00	63.89	36.11	42.57	57.43
N+0.00	100.00	0.00	100.00	0.00

1.6.3.- Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques

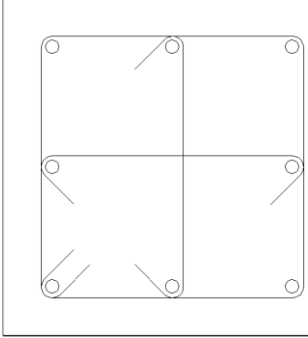
El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

Hipótesis sísmica	%Q _x		%Q _y	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
Sismo X1	100.00	0.00	100.00	0.00
Sismo Y1	100.00	0.00	100.00	0.00

Anexo 3. Ejemplo comprobaciones columna hormigón armado

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

N+3.00 (0 - 3 M)

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones	: 40x40 cm
	Tramo	: 0.000/3.000 m
	Altura libre	: 2.60 m
	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado	: 15 mm
	Materiales	Longitud de pandeo
Concreto : $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$		Plano ZX : 2.60 m
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)		Plano ZY : 2.60 m
	Armado longitudinal	Armado transversal
Esquina : 4Ø16		Estribos : 1eØ10+X1rØ10+Y1rØ10
Cara X : 2Ø16		Separación : 20 cm
Cara Y : 2Ø16		
Cuantía : 1.01 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-14, Artículos 25.2 y 9.7.6.4)

Armado longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 25.2.3):

$$126 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{24} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{16.0} \text{ mm}$$

d_{agg} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{agg} : \underline{15} \text{ mm}$$

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 25.2.3):

$$200 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{t,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{15} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{10.0} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 9.7.6.4.3):

$$200 \text{ mm} \leq 256 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{t,max} : \underline{256} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{256} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{480} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{400} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{16.0} \text{ mm}$$

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{10.0} \text{ mm}$$

b_{min} : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$b_{min} : \underline{400} \text{ mm}$$

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 10, para barras longitudinales No. 32 o menores; y diámetro No. 13 como mínimo, para barras longitudinales No. 36 y mayores, y paquetes de barras (Artículo 9.7.6.4.2):

$$\emptyset 10 \geq \text{No. 10} \quad \checkmark$$

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

d_b : $\underline{\underline{\text{Ø}16}}$

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$d_{b,t}$: $\underline{\underline{\text{Ø}10}}$

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-14, Artículo 10.6.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.08 \cdot A_g$ (Artículo 10.6.1.1):

$$16.09 \text{ cm}^2 \geq 16.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$16.09 \text{ cm}^2 \leq 128.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : $\underline{\underline{1600.00}} \text{ cm}^2$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{\underline{0.026}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x}$: $\underline{\underline{0.433}} \text{ t}$

$V_{u,y}$: $\underline{\underline{0.124}} \text{ t}$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_n$: $\underline{\underline{17.439}} \text{ t}$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+V(+X)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 22.5.1.1:

$$V_n : \underline{\underline{23.252}} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 22.5.6.1):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

$$V_c : \underline{23.252} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{285} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-8.782} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-0.638} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{57.316} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1600.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 22.5.1.1:

$$V_n : \underline{23.252} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 22.5.6.1):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{23.252} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{285} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-9.213} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{0.207} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{57.316} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1600.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.129} \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{2.014} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.101} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_n : \underline{15.596} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "0.9-PP+0.9-CM+SX".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 22.5.1.1:

$$V_n : \underline{20.795} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 22.5.6.1):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{20.795} \text{ t}$$

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

Donde:

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{285} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-3.266} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-2.418} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{34.587} \text{ t}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1600.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 22.5.1.1:

$$V_n : \underline{20.795} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 22.5.6.1):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{20.795} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{285} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-5.527} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{0.157} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{34.587} \text{ t}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1600.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.2 - 22.4)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

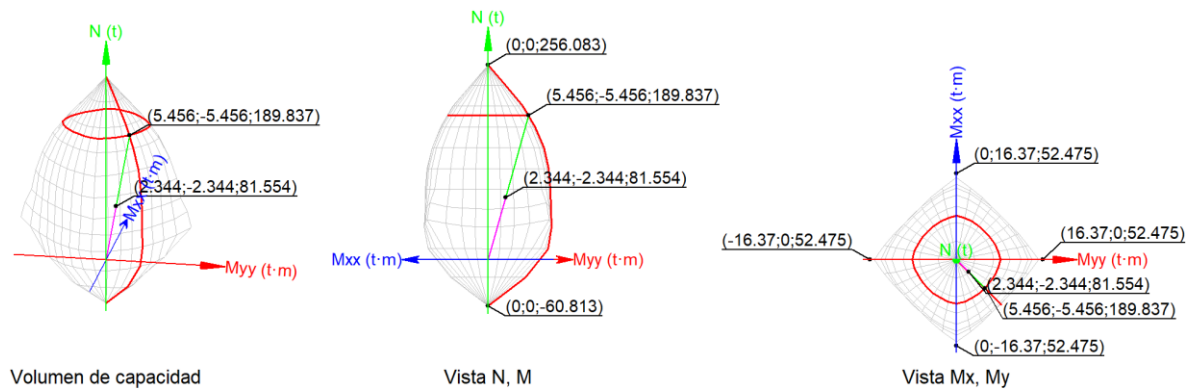
Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.328} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.430} \quad \checkmark$$

$$81.554 \text{ t} \leq 203.158 \text{ t} \quad \checkmark$$

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : 81.554 \text{ t}$$

$$M_{u,x} : -0.168 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.184 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : 248.920 \text{ t}$$

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot M_{n,x} : -0.511 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : 0.561 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : 81.554 \text{ t}$$

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{c,x} : -2.344 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : 2.344 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : 189.837 \text{ t}$$

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot M_{n,x} : -5.456 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : 5.456 \text{ t}\cdot\text{m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 6.2.5):

$$22.5 > 22.0$$

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

kl_u : 2.600 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

r : 11.55 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 6.6.4.5):

P_u : 81.554 t

M_c : -2.344 t·m

Donde:

M_2 : -2.202 t·m

Siendo:

$M_{2,min}$: 2.202 t·m

h: Altura de un elemento.

h : 400.00 mm

δ_{ns} : 1.065

Siendo:

P_c : 1794.049 t

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

E_c : 230400.00 kg/cm²

I_g : Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

I_g : 213333.33 cm⁴

kl_u : Longitud efectiva.

kl_u : 2.600 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 6.2.5):

22.5 > 22.0

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

kl_u : 2.600 m

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{11.55} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 6.6.4.5):

$$P_u : \underline{81.554} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{2.344} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{2.202} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \underline{2.202} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.065}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{1794.049} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{230400.00} \text{ kg/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{213333.33} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.600} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 22.4.2).

$$\phi \cdot P_{n,\max} : \underline{203.158} \text{ t}$$

Siendo:

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kg/cm²

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 1600.00 cm²

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

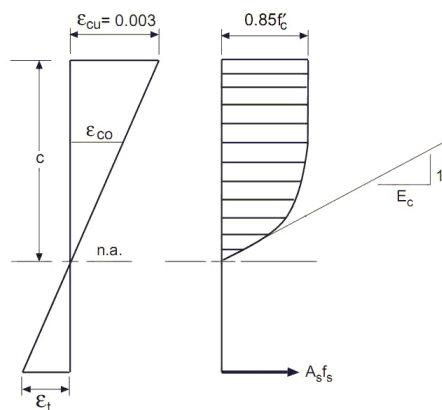
A_{st} : 16.09 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 22.2.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 240.0

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

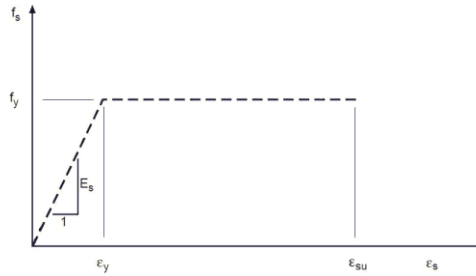
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : 0.0030$

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{co} : 0.0020$

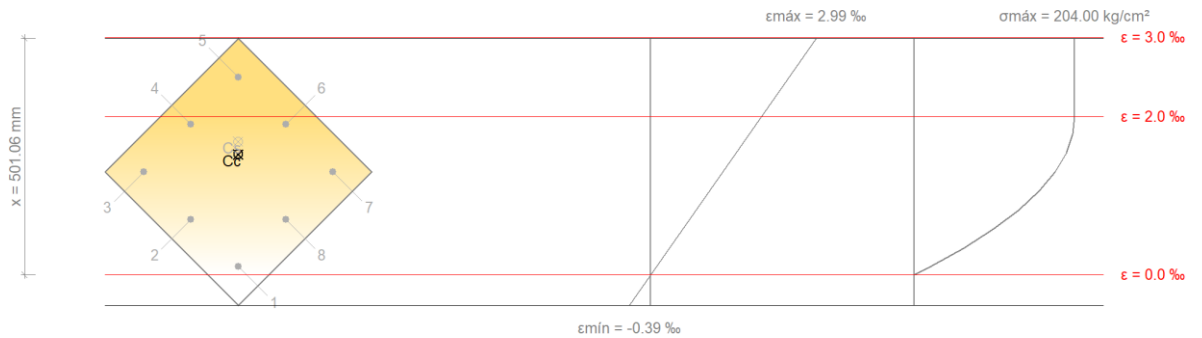
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-142.00	142.00	+211.33	+0.000104
2	Ø16	0.00	142.00	+1431.02	+0.000702
3	Ø16	142.00	142.00	+2650.70	+0.001300
4	Ø16	142.00	0.00	+3870.38	+0.001898
5	Ø16	142.00	-142.00	+4200.00	+0.002496
6	Ø16	0.00	-142.00	+3870.38	+0.001898
7	Ø16	-142.00	-142.00	+2650.70	+0.001300
8	Ø16	-142.00	0.00	+1431.02	+0.000702

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	251.203	26.11	-26.11
Cs	40.854	44.93	-44.93

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
T	0.000	0.00	0.00

$P_n : 292.058 \text{ t}$

$M_{n,x} : -8.394 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{n,y} : 8.394 \text{ t}\cdot\text{m}$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_c : 251.203 \text{ t}$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$C_s : 40.854 \text{ t}$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$T : 0.000 \text{ t}$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x} : 26.11 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : -26.11 \text{ mm}$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,x} : 44.93 \text{ mm}$

$e_{cs,y} : -44.93 \text{ mm}$

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_t : 0.00 \text{ mm}$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$\epsilon_{cmax} : 0.0030$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$\epsilon_{smax} : 0.0000$

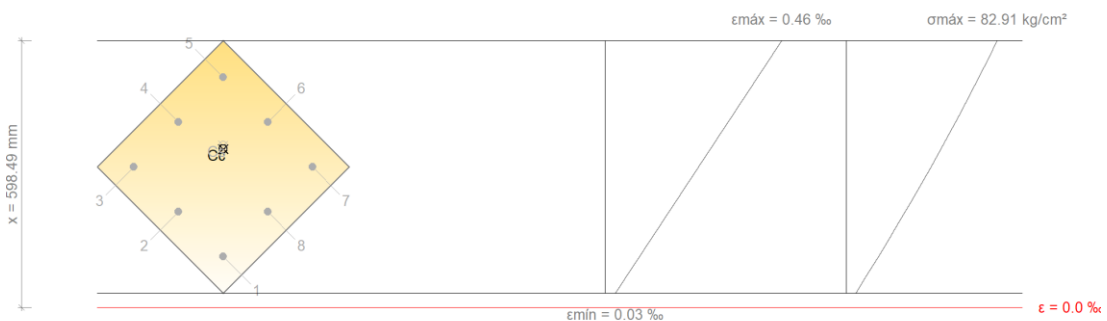
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{cmax} : 204.00 \text{ kg/cm}^2$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{smax} : 0.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-142.00	142.00	+179.61	+0.000088
2	Ø16	0.00	142.00	+336.67	+0.000165
3	Ø16	142.00	142.00	+493.73	+0.000242
4	Ø16	142.00	0.00	+650.79	+0.000319

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
5	Ø16	142.00	-142.00	+807.85	+0.000396
6	Ø16	0.00	-142.00	+650.79	+0.000319
7	Ø16	-142.00	-142.00	+493.73	+0.000242
8	Ø16	-142.00	0.00	+336.67	+0.000165

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	73.611	28.19	-28.19
Cs	7.943	33.88	-33.88
T	0.000	0.00	0.00

$$P_u : \underline{81.554 \text{ t}}$$

$$M_{c,x} : \underline{-2.344 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{c,y} : \underline{2.344 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{73.611 \text{ t}}$$

$$C_s : \underline{7.943 \text{ t}}$$

$$T : \underline{0.000 \text{ t}}$$

$$e_{cc,x} : \underline{28.19 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-28.19 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,x} : \underline{33.88 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-33.88 \text{ mm}}$$

$$e_T : \underline{0.00 \text{ mm}}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0005}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0000}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{82.91 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{0.00 \text{ kg/cm}^2}$$

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.2 - 22.4)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SX".

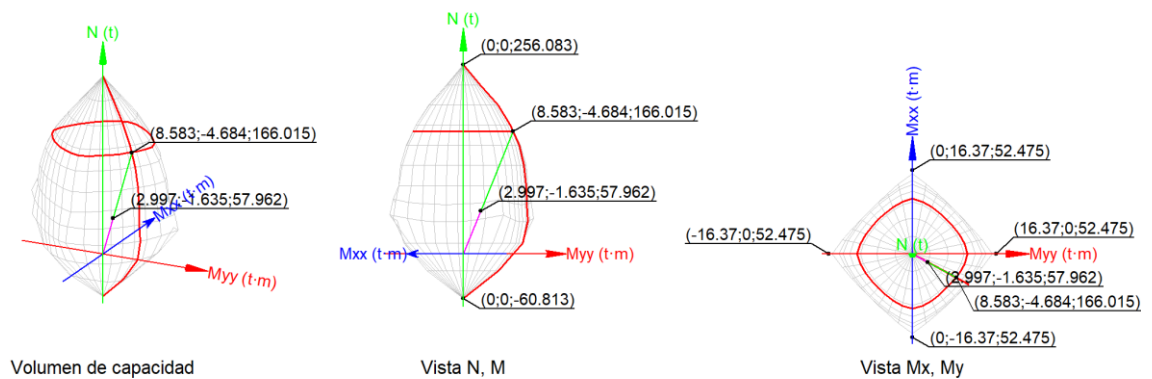
Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.316} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.349} \quad \checkmark$$

$$57.962 \text{ t} \leq 203.158 \text{ t} \quad \checkmark$$

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \frac{57.962}{t}$$

$$M_{u,x} : \frac{-0.151}{t \cdot m}$$

$$M_{u,y} : \frac{2.868}{t \cdot m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{183.571}{t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{-0.480}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{9.082}{t \cdot m}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \frac{57.962}{t}$$

$$M_{c,x} : \frac{-1.635}{t \cdot m}$$

$$M_{c,y} : \frac{2.997}{t \cdot m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{166.015}{t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{-4.684}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{8.583}{t \cdot m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 6.2.5):

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.600} \text{ m}$$

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{11.55} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 6.6.4.5):

$$P_u : \underline{57.962} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{-1.635} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{-1.565} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \underline{1.565} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.045}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{1794.049} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{230400.00} \text{ kg/cm}^2$$

I_g : Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{213333.33} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.600} \text{ m}$$

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 6.2.5):

$$22.5 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.600} \text{ m}$$

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{11.55} \text{ cm}$$

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 6.6.4.5):

$$P_u : \underline{57.962} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{2.997} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{2.868} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \underline{1.565} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.045}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{1794.049} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{230400.00} \text{ kg/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{213333.33} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.600} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 22.4.2).

$$\phi \cdot P_{n,\max} : \underline{203.158} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1600.00} \text{ cm}^2$$

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

$$A_{st} : \underline{16.09} \text{ cm}^2$$

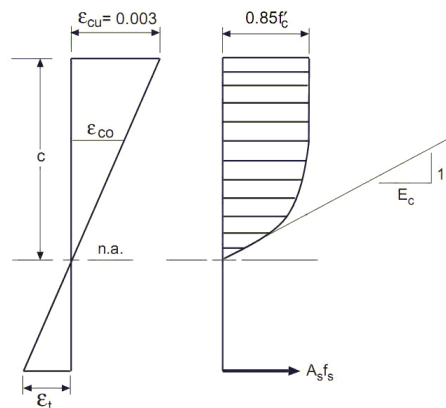
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 22.2.2):

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 240.00 kg/cm²

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

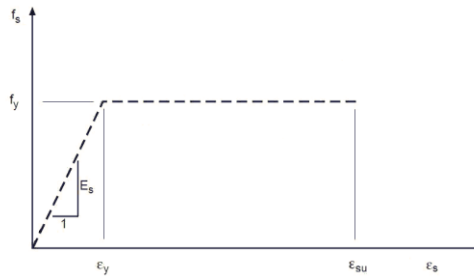
ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

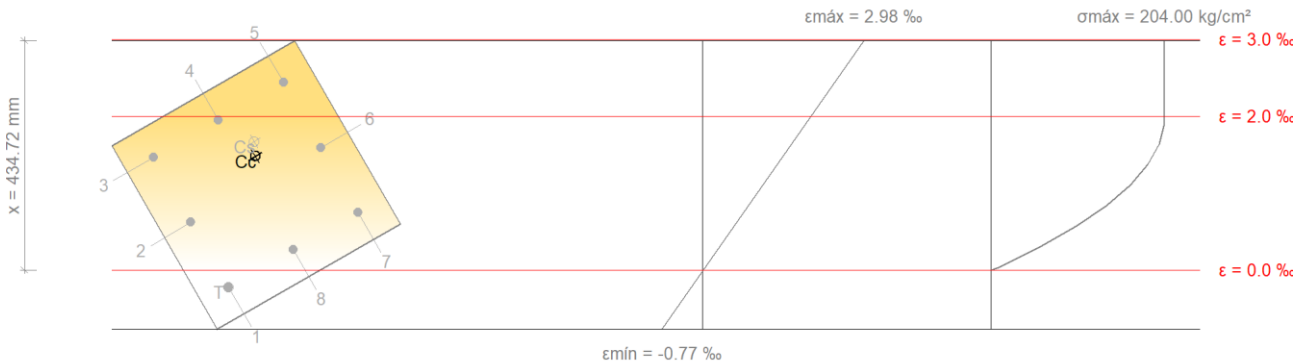
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. $f_y : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-142.00	142.00	-452.62	-0.000222
2	Ø16	0.00	142.00	+1270.21	+0.000623
3	Ø16	142.00	142.00	+2993.05	+0.001468
4	Ø16	142.00	0.00	+3985.25	+0.001955
5	Ø16	142.00	-142.00	+4200.00	+0.002441
6	Ø16	0.00	-142.00	+3254.62	+0.001596
7	Ø16	-142.00	-142.00	+1531.79	+0.000751
8	Ø16	-142.00	0.00	+539.58	+0.000265

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	220.574	47.49	-25.97
Cs	35.745	72.75	-37.73
T	0.910	-142.00	142.00

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

$P_n : 255.408 \text{ t}$

$M_{n,x} : -7.207 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{n,y} : 13.204 \text{ t}\cdot\text{m}$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_c : 220.574 \text{ t}$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$C_s : 35.745 \text{ t}$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$T : 0.910 \text{ t}$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x} : 47.49 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : -25.97 \text{ mm}$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,x} : 72.75 \text{ mm}$

$e_{cs,y} : -37.73 \text{ mm}$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x} : -142.00 \text{ mm}$

$e_{T,y} : 142.00 \text{ mm}$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$\epsilon_{cmax} : 0.0030$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$\epsilon_{smax} : 0.0002$

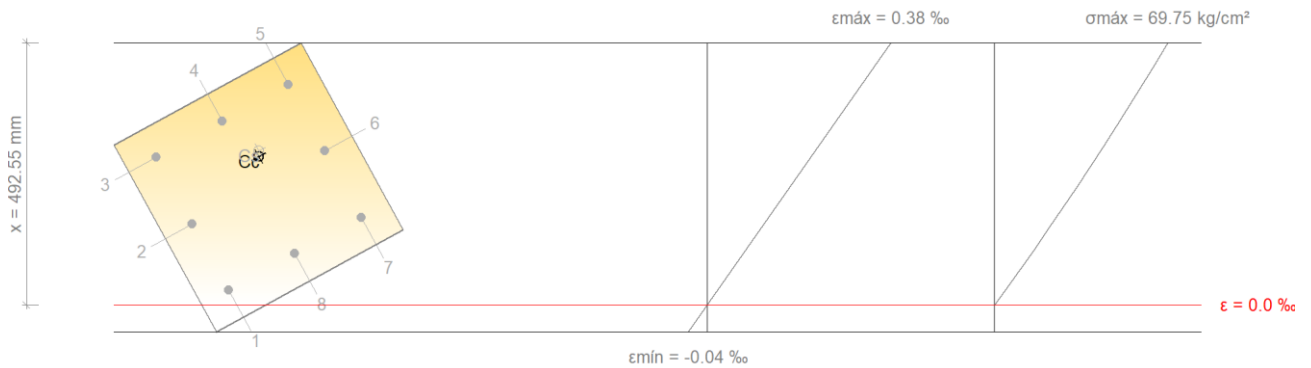
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{cmax} : 204.00 \text{ kg/cm}^2$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{smax} : 452.62 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-142.00	142.00	+44.24	+0.000022
2	Ø16	0.00	142.00	+238.89	+0.000117
3	Ø16	142.00	142.00	+433.54	+0.000213
4	Ø16	142.00	0.00	+540.14	+0.000265
5	Ø16	142.00	-142.00	+646.75	+0.000317

**ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN
ARMADO C3**

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm²)	ε
6	Ø16	0.00	-142.00	+452.10	+0.000222
7	Ø16	-142.00	-142.00	+257.45	+0.000126
8	Ø16	-142.00	0.00	+150.84	+0.000074

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	52.404	50.82	-27.72
Cs	5.558	60.00	-32.86
T	0.000	0.00	0.00

ANEXO 3 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA HORMIGÓN ARMADO C3

$$P_u : \underline{57.962 \text{ t}}$$

$$M_{c,x} : \underline{-1.635 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{c,y} : \underline{2.997 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{52.404 \text{ t}}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{5.558 \text{ t}}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000 \text{ t}}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{50.82 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-27.72 \text{ mm}}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{60.00 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-32.86 \text{ mm}}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{0.00 \text{ mm}}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0004}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0000}$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{69.75 \text{ kg/cm}^2}$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{0.00 \text{ kg/cm}^2}$$

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-14, Artículo 18)

Debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo.

Criterios de diseño por sismo (NEC-14)

Resistencia mínima a flexión de columnas. (ACI 318M-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura. ✓

Cortante de diseño para columnas. (ACI 318M-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura. ✓

Diseño del refuerzo principal en columnas, 4.3.2 (NEC-14)

Anexo 4. Comprobación viga tipo hormigón armado

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría Dimensiones : 30x40 Luz libre : 3.5 m Recubrimiento superior geométrico : 4.0 cm Recubrimiento inferior geométrico : 4.0 cm Recubrimiento lateral geométrico : 4.0 cm
	Materiales Concreto : f'c= 240 kg/cm2 Armado longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica) Armado transversal : Grado 60 (Latinoamérica)

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-14)																		Estado				
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _k	TV _x	TV _y	TV _{xst}	TV _{yst}	T,Disp. _{st}	T,Disp. _{sl}	T,Geom. _{st}	T,Arm. _{st}		Sism.	Disp. S.	Cap. H	Cap. S
C3 - D3	Cumple	Cumple	'0.348 m' η = 20.4	'0.348 m' η = 18.6	'0.348 m' η = 63.8	'0.348 m' η = 76.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽³⁾	Cumple	Cumple	Cumple	CUMPLE η = 76.3
<p>Notación: Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras Arm.: Armadura mínima y máxima Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. TNM_k: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua TV_{xst}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. TV_{yst}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. T,Disp._{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. T,Disp._{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. T,Geom._{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. T,Arm._{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. Sism.: Criterios de diseño por sismo Disp. S.: Criterios de diseño por sismo Cap. H: Cortante de diseño para vigas. Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1 x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales. ⁽³⁾ Debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo.</p>																							

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-14)				Estado
	SC,sup.	SC,Lat.Der.	SC,inf.	SC,Lat.Izq.	
C3 - D3	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.768 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE
<p>Notación: SC,sup.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior SC,Lat.Der.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha SC,inf.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior SC,Lat.Izq.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.</p>					

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Viga	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
C3 - D3	$f_{A,max}: 0.39 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 7.27 \text{ mm}$	CUMPLE

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

C3 - D3 (C3 - 0.935 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-14, Artículos 25.2 y 10.7.6)**Armado longitudinal**

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 25.2.1):

Donde:

 $s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$80 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \checkmark$$

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

 d_b : Diámetro de la barra más gruesa. d_{agg} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_b : \underline{14.0} \text{ mm}$$

$$d_{agg} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-14, Artículos 9.6.1 y 10.6.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 9.6.1.2 y 9.6.1.3):

$$3.08 \text{ cm}^2 \geq 0.78 \text{ cm}^2 \checkmark$$

 $A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{0.59} \text{ cm}^2$$

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 9.6.1.2 y 9.6.1.3):

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$$4.21 \text{ cm}^2 \geq 3.96 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{2.97} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.204} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{4.806} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{23.594} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.348 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 22.5.1.1:

$$V_n : \underline{31.459} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 22.5.6.1):

$$V_c : \underline{8.824} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{14.771} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$$\rho_w : \underline{0.004}$$

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$\mathbf{A_s} : \underline{3.89} \text{ cm}^2$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$\mathbf{b_w} : \underline{300} \text{ mm}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$\mathbf{d} : \underline{343} \text{ mm}$$

$$\mathbf{M_m} : \underline{1.094} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección.

$$\mathbf{M_u} : \underline{-1.094} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$\mathbf{N_u} : \underline{0.000} \text{ t}$$

h: Altura de un elemento.

$$\mathbf{h} : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A_g} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 22.5.10.5):

$$\mathbf{V_s} : \underline{22.635} \text{ t}$$

 V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 22.5.1.2):

$$\mathbf{V_s} : \underline{33.957} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$\mathbf{A_v} : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$\mathbf{f_{yt}} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$\mathbf{d} : \underline{343} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$\mathbf{s} : \underline{100} \text{ mm}$$

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f'_c} : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$\mathbf{b_w} : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 9.7.6.2 - 10.7.6):

$$100 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2 .

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 9.6.3.3 - 10.6.2.1):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.25 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \underline{0.22} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \underline{0.25} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.186} \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{4.371} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{23.498} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.348 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 22.5.1.1:

$$V_n : \underline{31.330} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 22.5.6.1):

$$V_c : \underline{8.695} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{14.771} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_w : \underline{0.004}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{3.89} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{1.855} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.855} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 22.5.10.5):

$$V_s : \underline{22.635} \text{ t}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 22.5.1.2):

$$V_s : \underline{33.957} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 9.7.6.2 - 10.7.6):

$$100 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2 .

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$d : \underline{343} \text{ mm}$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 9.6.3.3 - 10.6.2.1):

$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.25 \text{ cm}^2 \checkmark$

Donde:

$A_{v,min} : \underline{0.22} \text{ cm}^2$

([MPa] f_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$A_{v,min} : \underline{0.25} \text{ cm}^2$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$b_w : \underline{300} \text{ mm}$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$s : \underline{100} \text{ mm}$

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.2 - 22.4)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.348 m', para la combinación de hipótesis "Envoltente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$\eta : \underline{0.638} \checkmark$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00**Comprobación de resistencia de la sección (η_u)**

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} : -3.087 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : 0.000 \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : -4.841 \text{ t}\cdot\text{m}$$

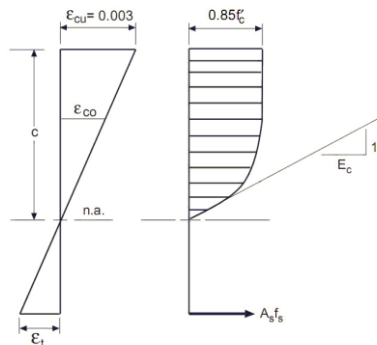
$$\phi \cdot M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 22.2.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : 240.00 \text{ kg/cm}^2$$

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

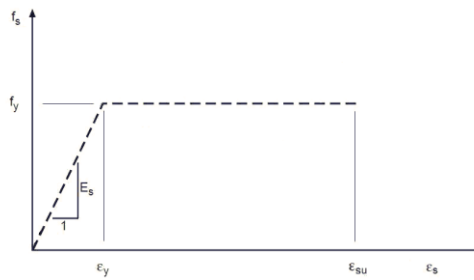
$$\epsilon_{cu} : 0.0030$$

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$$\epsilon_{c0} : 0.0020$$

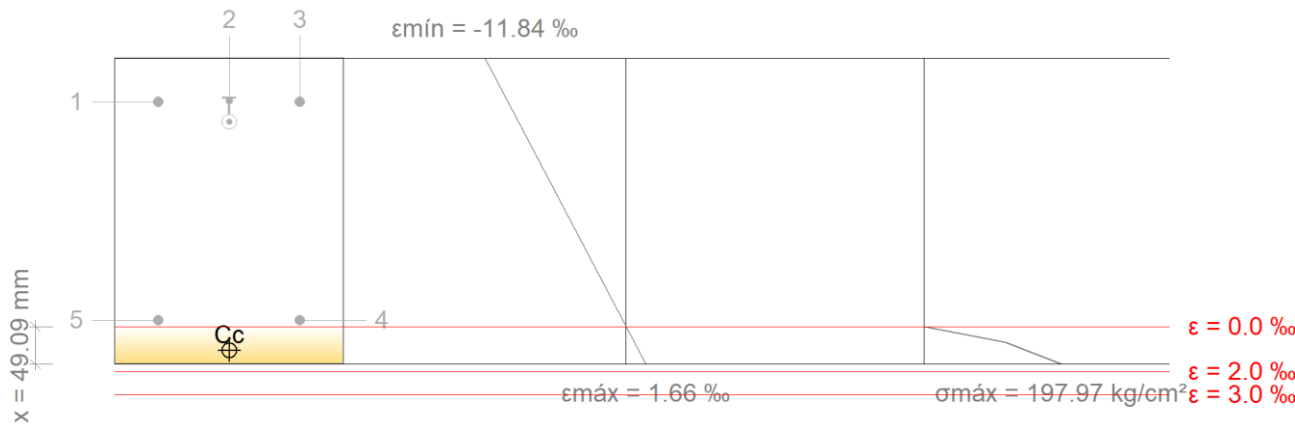
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : 4200.00 kg/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kg/cm ²)	ε
1	Ø14	-93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
2	Ø12	0.00	144.00	-4200.00	-0.009950
3	Ø14	93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
4	Ø14	93.00	-143.00	-544.25	-0.000267
5	Ø14	-93.00	-143.00	-544.25	-0.000267

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.011	0.00	-182.08
Cs	0.000	0.00	0.00
T	18.011	0.00	116.59

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$$P_n : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{n,x} : -5.379 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{T} : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : 18.011 \text{ t}$$

$$C_s : 0.000 \text{ t}$$

$$T : 18.011 \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -182.08 \text{ mm}$$

$$e_{cs} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 116.59 \text{ mm}$$

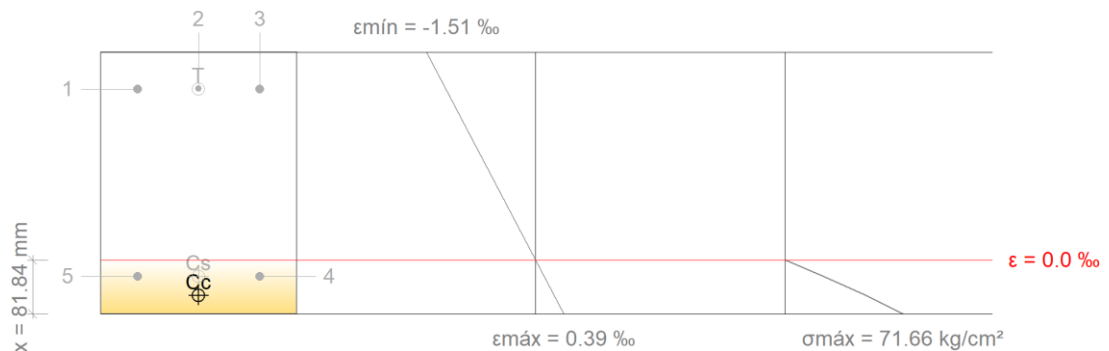
$$\epsilon_{cmax} : 0.0017$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0100$$

$$\sigma_{cmax} : 197.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø14	-93.00	143.00	-2531.56	-0.001242
2	Ø12	0.00	144.00	-2541.26	-0.001246
3	Ø14	93.00	143.00	-2531.56	-0.001242
4	Ø14	93.00	-143.00	+240.84	+0.000118
5	Ø14	-93.00	-143.00	+240.84	+0.000118

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	9.113	0.00	-172.25
Cs	0.741	0.00	-143.00
T	9.854	0.00	143.21

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-3.087} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{9.113} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{0.741} \text{ t}$$

$$T : \underline{9.854} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-172.25} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-143.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{143.21} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0004}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0012}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{71.66} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{2541.26} \text{ kg/cm}^2$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.2 - 22.4)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.348 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.763} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} : -3.692 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : 0.000 \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : -4.841 \text{ t}\cdot\text{m}$$

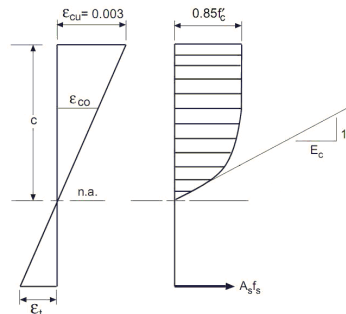
$$\phi \cdot M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 22.2.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



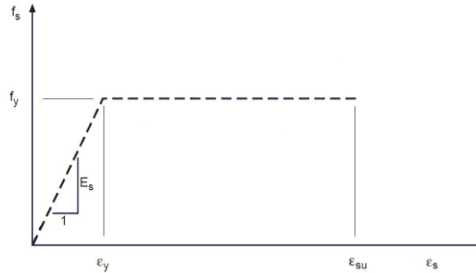
ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

f'_c : Resistencia especifica a compresión del hormigón. $f'_c : 240.00 \text{ kg/cm}^2$

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. $\epsilon_{cu} : 0.0030$

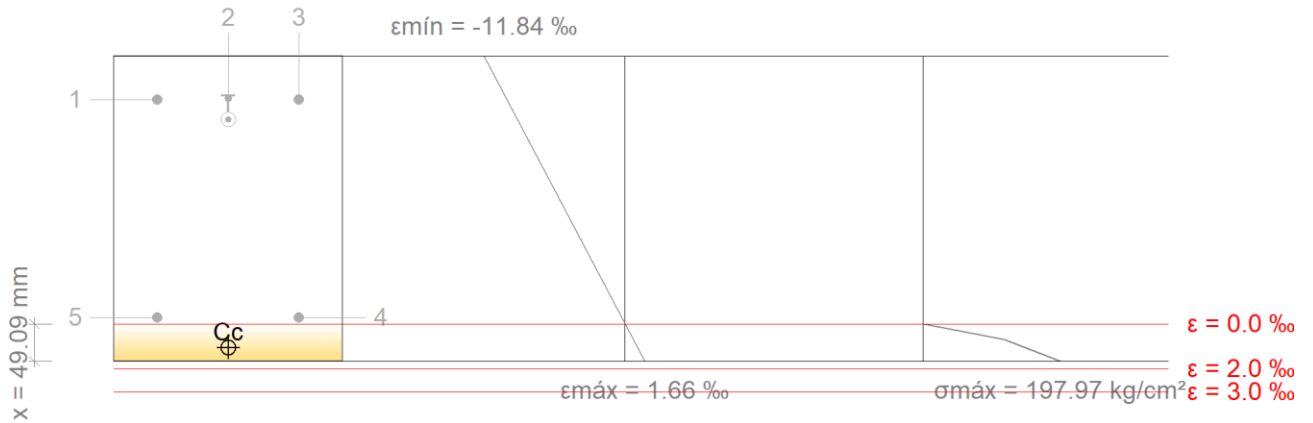
ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima. $\epsilon_{co} : 0.0020$

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. $f_y : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø14	-93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
2	Ø12	0.00	144.00	-4200.00	-0.009950
3	Ø14	93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
4	Ø14	93.00	-143.00	-544.25	-0.000267
5	Ø14	-93.00	-143.00	-544.25	-0.000267

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.011	0.00	-182.08
Cs	0.000	0.00	0.00
T	18.011	0.00	116.59

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$P_n : 0.000 \text{ t}$

$M_{n,x} : -5.379 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$C_c : 18.011 \text{ t}$

$C_s : 0.000 \text{ t}$

$T : 18.011 \text{ t}$

$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : -182.08 \text{ mm}$

$e_{cs} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,y} : 116.59 \text{ mm}$

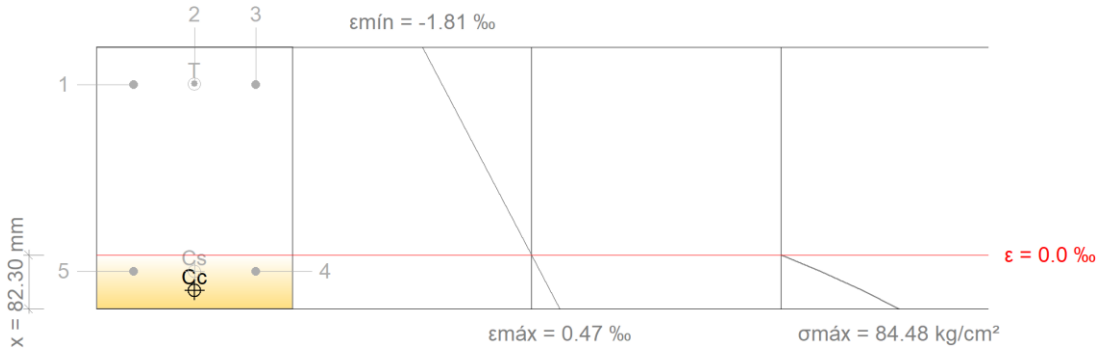
$\epsilon_{cmax} : 0.0017$

$\epsilon_{smax} : 0.0100$

$\sigma_{cmax} : 197.97 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{smax} : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø14	-93.00	143.00	-3030.36	-0.001486
2	Ø12	0.00	144.00	-3041.99	-0.001492
3	Ø14	93.00	143.00	-3030.36	-0.001486
4	Ø14	93.00	-143.00	+294.05	+0.000144
5	Ø14	-93.00	-143.00	+294.05	+0.000144

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	10.891	0.00	-171.99
Cs	0.905	0.00	-143.00

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
T	11.796	0.00	143.21

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-3.692} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{10.891} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{0.905} \text{ t}$$

$$T : \underline{11.796} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-171.99} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-143.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{143.21} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0005}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0015}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{84.48} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{3041.99} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (ACI 318M-14, Artículo 22.7.7.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (ACI 318M-14, Artículo 22.7.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (ACI 318M-14, Artículo 22.7.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (ACI 318M-14, Artículo 9.5.4.3)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (ACI 318M-14, Artículo 22.7.7.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (ACI 318M-14, Artículo 22.7.7.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (ACI 318M-14, Artículo 9.5.4.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (ACI 318M-14, Artículo 9.5.4.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (ACI 318M-14, Artículo 9.7.5.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (ACI 318M-14, Artículo 9.7.6.3.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (ACI 318M-14, Artículo 9.7.5.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (ACI 318M-14, Artículo 9.6.4)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-14, Artículo 18)

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo.

Criterios de diseño por sismo (NEC-14)

Cortante de diseño para vigas. (ACI 318M-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura.



Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1 (NEC-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura.



ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

C3 - D3 (C3 - D3, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-14, Artículos 25.2 y 10.7.6)**Armado longitudinal**

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 25.2.1):

Donde:

 $s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$80 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

 d_b : Diámetro de la barra más gruesa. d_{agg} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_b : \underline{14.0} \text{ mm}$$

$$d_{agg} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-14, Artículos 9.6.1 y 10.6.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 9.6.1.2 y 9.6.1.3):

$$3.08 \text{ cm}^2 \geq 0.78 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

 $A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{0.59} \text{ cm}^2$$

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 9.6.1.2 y 9.6.1.3):

$$4.21 \text{ cm}^2 \geq 3.96 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

 $A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{2.97} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.5)

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.204} \checkmark$$

Donde:

 $V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{4.806} \text{ t}$$

 $\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{23.594} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.348 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 22.5.1.1:

$$V_n : \underline{31.459} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 22.5.6.1):

$$V_c : \underline{8.824} \text{ t}$$

([MPa] f_c)Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{14.771} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

 f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_w : \underline{0.004}$$

Siendo:

 A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{3.89} \text{ cm}^2$$

 b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

 d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$$M_m : \underline{1.094} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

 M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.094} \text{ t}\cdot\text{m}$$

 N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

 h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

 A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 22.5.10.5):

$$V_s : \underline{22.635} \text{ t}$$

 V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 22.5.1.2):

$$V_s : \underline{33.957} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Donde:

 A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

 f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

 d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

 s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

 f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

 b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 9.7.6.2 - 10.7.6):

$$100 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

 s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2 .

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.**d** : 343 mm**Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.**

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 9.6.3.3 - 10.6.2.1):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.25 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \underline{0.22} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \underline{0.25} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

f_c : 240.00 kg/cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 300 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 100 mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

f_{yt} : 4200.00 kg/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.186} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{u,y}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

V_{u,y} : 4.371 t

φ·V_{n,y}: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

φ·V_{n,y} : 23.498 t

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.348 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 22.5.1.1:

$$V_n : \underline{31.330} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 22.5.6.1):

$$V_c : \underline{8.695} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{14.771} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_w : \underline{0.004}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{3.89} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{1.855} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.855} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
(Artículo 22.5.10.5):

$$V_s : \underline{22.635} \text{ t}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 22.5.1.2):

$$V_s : \underline{33.957} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 9.7.6.2 - 10.7.6):

$$100 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm}$$



Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2 .

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 9.6.3.3 - 10.6.2.1):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.25 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \underline{0.22} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \underline{0.25} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.2 - 22.4)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.348 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.638} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \underline{-3.087} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-4.841} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

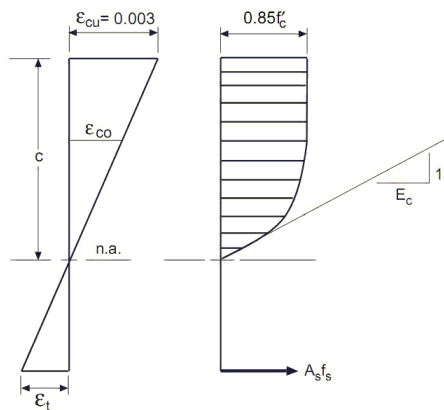
Cálculo de la capacidad resistente

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 22.2.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 240.00 kg/cm²

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

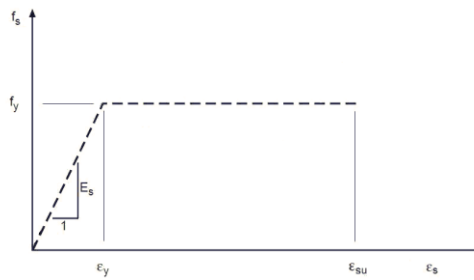
ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

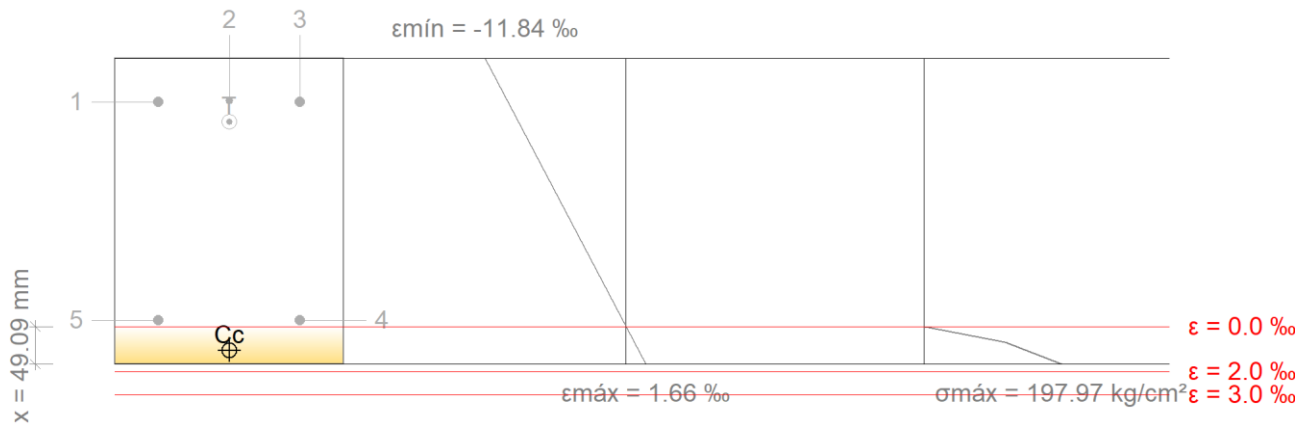
ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

fy : 4200.00 kg/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	fs (kg/cm ²)	ε
1	Ø14	-93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
2	Ø12	0.00	144.00	-4200.00	-0.009950
3	Ø14	93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
4	Ø14	93.00	-143.00	-544.25	-0.000267
5	Ø14	-93.00	-143.00	-544.25	-0.000267

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.011	0.00	-182.08
Cs	0.000	0.00	0.00
T	18.011	0.00	116.59

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$$P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-5.379} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{18.011} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{0.000} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{18.011} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-182.08} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{116.59} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0017}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

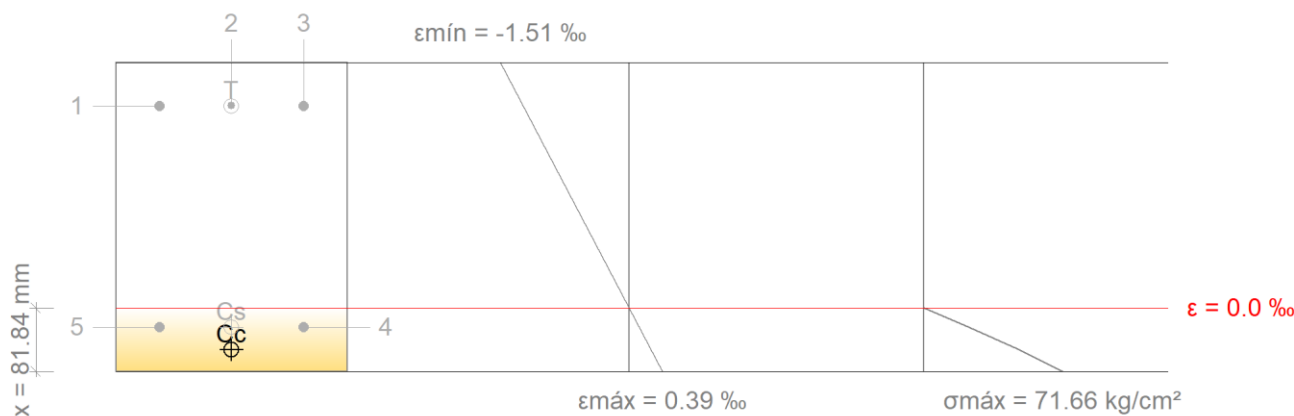
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{197.97} \text{ kg/cm}^2$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø14	-93.00	143.00	-2531.56	-0.001242
2	Ø12	0.00	144.00	-2541.26	-0.001246
3	Ø14	93.00	143.00	-2531.56	-0.001242
4	Ø14	93.00	-143.00	+240.84	+0.000118
5	Ø14	-93.00	-143.00	+240.84	+0.000118

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	9.113	0.00	-172.25
Cs	0.741	0.00	-143.00
T	9.854	0.00	143.21

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-3.087} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{9.113} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{0.741} \text{ t}$$

$$T : \underline{9.854} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-172.25} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-143.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{143.21} \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cmax} : \underline{0.0004}$$

$$\varepsilon_{smax} : \underline{0.0012}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{71.66} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{2541.26} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.2 - 22.4)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.348 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.763} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-3.692} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

φ·P_n: Axil de agotamiento.

φ·M_n: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-4.841} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

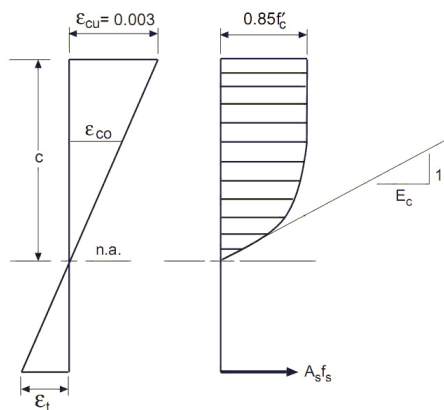
ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 22.2.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 240.00 kg/cm²

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

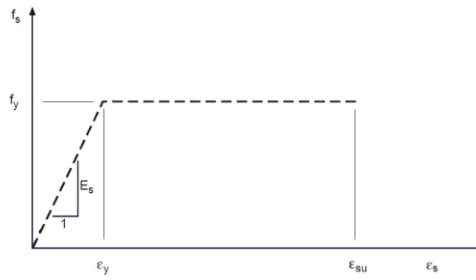
ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

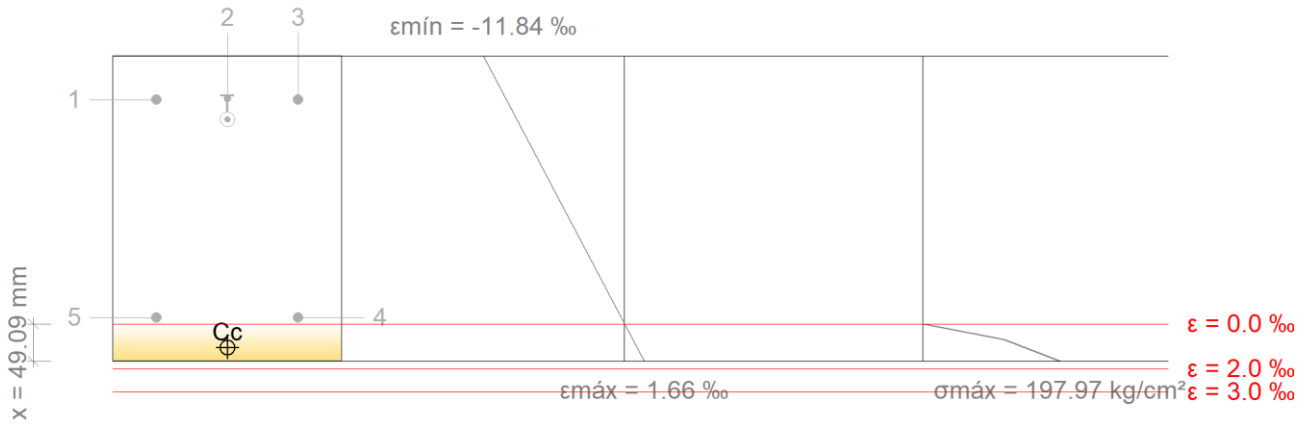
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : 4200.00 kg/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	fs (kg/cm ²)	ε
1	Ø14	-93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
2	Ø12	0.00	144.00	-4200.00	-0.009950
3	Ø14	93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
4	Ø14	93.00	-143.00	-544.25	-0.000267
5	Ø14	-93.00	-143.00	-544.25	-0.000267

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.011	0.00	-182.08
Cs	0.000	0.00	0.00
T	18.011	0.00	116.59

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$P_n : 0.000 \text{ t}$

$M_{n,x} : -5.379 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$C_c : 18.011 \text{ t}$

$C_s : 0.000 \text{ t}$

$T : 18.011 \text{ t}$

$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : -182.08 \text{ mm}$

$e_{cs} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,y} : 116.59 \text{ mm}$

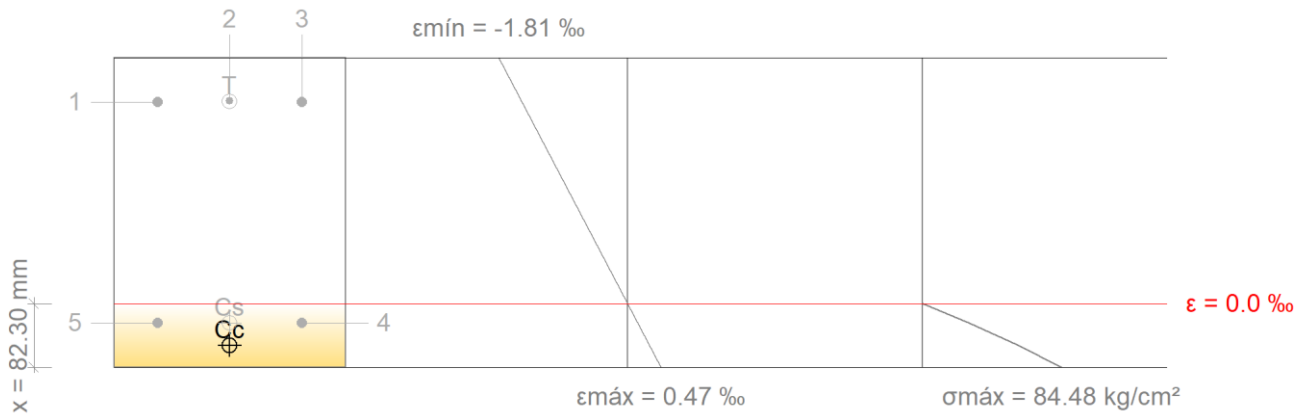
$\epsilon_{cmax} : 0.0017$

$\epsilon_{smax} : 0.0100$

$\sigma_{cmax} : 197.97 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{smax} : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø14	-93.00	143.00	-3030.36	-0.001486
2	Ø12	0.00	144.00	-3041.99	-0.001492
3	Ø14	93.00	143.00	-3030.36	-0.001486
4	Ø14	93.00	-143.00	+294.05	+0.000144
5	Ø14	-93.00	-143.00	+294.05	+0.000144

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	10.891	0.00	-171.99
Cs	0.905	0.00	-143.00
T	11.796	0.00	143.21

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-3.692} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{10.891} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{0.905} \text{ t}$$

$$T : \underline{11.796} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-171.99} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-143.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{143.21} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0005}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0015}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{84.48} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{3041.99} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (ACI 318M-14, Artículo 22.7.7.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (ACI 318M-14, Artículo 22.7.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (ACI 318M-14, Artículo 22.7.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (ACI 318M-14, Artículo 9.5.4.3)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (ACI 318M-14, Artículo 22.7.7.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (ACI 318M-14, Artículo 22.7.7.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (ACI 318M-14, Artículo 9.5.4.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (ACI 318M-14, Artículo 9.5.4.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (ACI 318M-14, Artículo 9.7.5.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (ACI 318M-14, Artículo 9.7.6.3.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (ACI 318M-14, Artículo 9.7.5.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (ACI 318M-14, Artículo 9.6.4)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-14, Artículo 18)

Debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo.

Criterios de diseño por sismo (NEC-14)**Cortante de diseño para vigas.** (ACI 318M-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura.

**Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1** (NEC-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura.



ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

C3 - D3 (2.518 m - D3, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-14, Artículos 25.2 y 10.7.6)**Armado longitudinal**

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 25.2.1):

$$172 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{14.0} \text{ mm}$$

d_{agg} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{agg} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-14, Artículos 9.6.1 y 10.6.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 9.6.1.2 y 9.6.1.3):

$$3.08 \text{ cm}^2 \geq 2.19 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{1.64} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.192} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{4.534} \text{ t}$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{23.594} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.142 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 22.5.1.1:

$$V_n : \underline{31.459} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 22.5.6.1):

$$V_c : \underline{8.824} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{14.771} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_w : \underline{0.004}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{3.89} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{1.094} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.094} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

A_g: Área total de la sección de hormigón.
Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
(Artículo 22.5.10.5):

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$V_s : \underline{22.635} \text{ t}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 22.5.1.2):

$$V_s : \underline{33.957} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 9.7.6.2 - 10.7.6):

$$100 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2 .

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 9.6.3.3 - 10.6.2.1):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.25 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \underline{0.22} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \underline{0.25} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.177} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{4.156} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{23.476} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.142 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 22.5.1.1:

$$V_n : \underline{31.301} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 22.5.6.1):

$$V_c : \underline{8.666} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{14.771} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_w : \underline{0.004}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{3.89} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{1.863} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.863} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 22.5.10.5):

$$V_s : \underline{22.635} \text{ t}$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 22.5.1.2):

$$V_s : \underline{33.957} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 9.7.6.2 - 10.7.6):

$$100 \text{ mm} \leq \underline{175 \text{ mm}} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2 .

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 9.6.3.3 - 10.6.2.1):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq \underline{0.25 \text{ cm}^2} \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \underline{0.22} \text{ cm}^2$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00([MPa] f_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \underline{0.25} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

 f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{240.00} \text{ kg/cm}^2$$

 b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

 s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

 f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.2 - 22.4)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.142 m', para la combinación de hipótesis "Envolverte de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.600} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1) P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden. P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

 M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \underline{-2.904} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

 $\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

 $\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-4.841} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

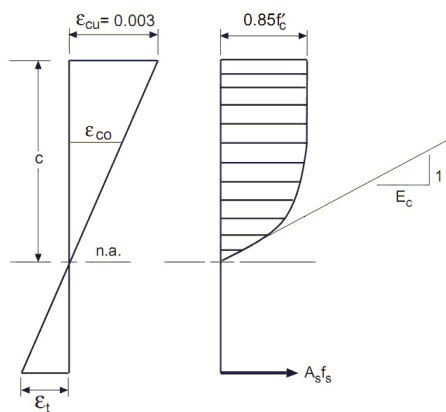
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 22.2.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

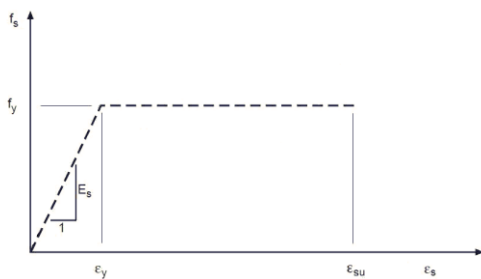


f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. f'_c : 240.00 kg/cm²

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima. ϵ_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

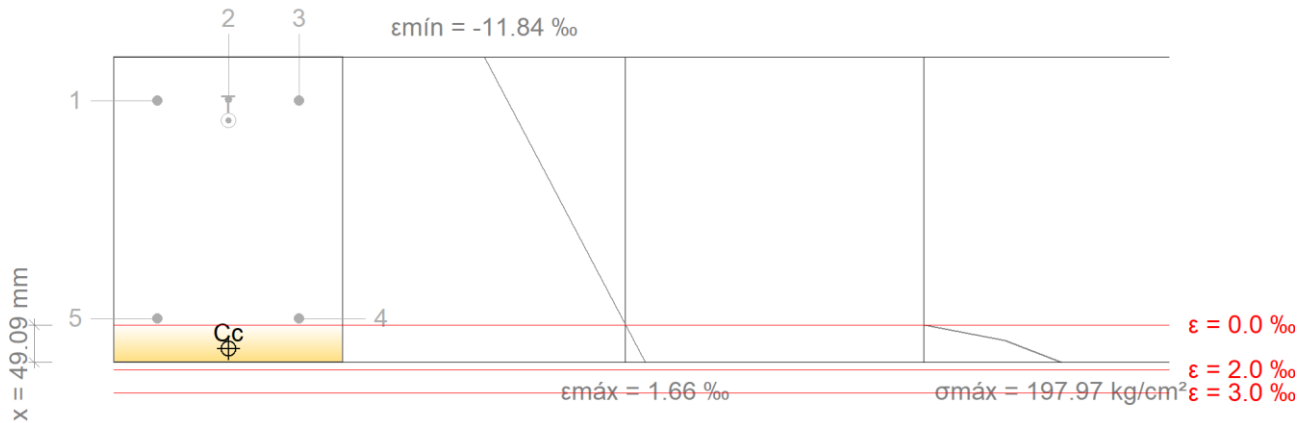


f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kg/cm²

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø14	-93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
2	Ø12	0.00	144.00	-4200.00	-0.009950
3	Ø14	93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
4	Ø14	93.00	-143.00	-544.25	-0.000267
5	Ø14	-93.00	-143.00	-544.25	-0.000267

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.011	0.00	-182.08
Cs	0.000	0.00	0.00
T	18.011	0.00	116.59

$$P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-5.379} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$C_c : \underline{18.011} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$T : \underline{18.011} \text{ t}$$

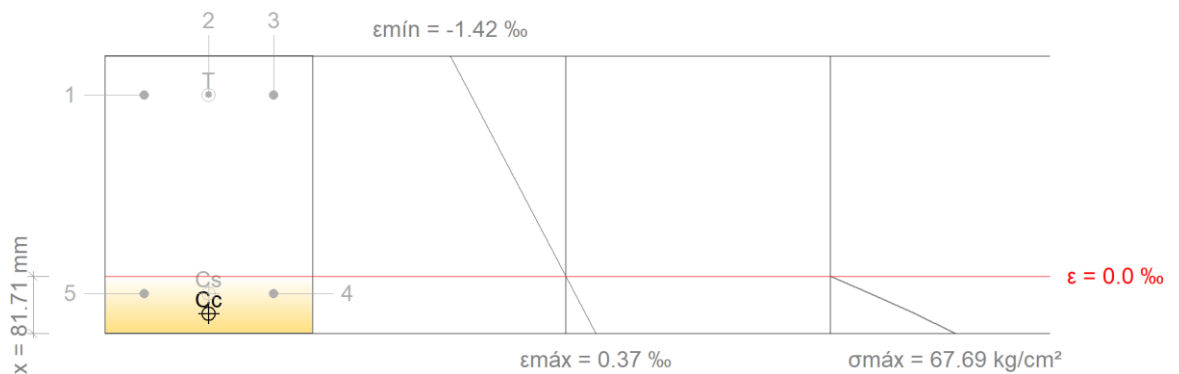
$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: $\frac{0.00}{}$ mm
	$e_{T,y}$: $\frac{116.59}{}$ mm
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ϵ_{cmax} : $\frac{0.0017}{}$
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ϵ_{smax} : $\frac{0.0100}{}$
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : $\frac{197.97}{}$ kg/cm ²
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : $\frac{4200.00}{}$ kg/cm ²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø14	-93.00	143.00	-2380.90	-0.001168
2	Ø12	0.00	144.00	-2390.01	-0.001172
3	Ø14	93.00	143.00	-2380.90	-0.001168
4	Ø14	93.00	-143.00	+225.17	+0.000110
5	Ø14	-93.00	-143.00	+225.17	+0.000110

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	8.575	0.00	-172.32
Cs	0.693	0.00	-143.00
T	9.268	0.00	143.21

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-2.904} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : \underline{8.575} \text{ t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : \underline{0.693} \text{ t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	$T : \underline{9.268} \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{cc,y} : \underline{-172.32} \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{cs,y} : \underline{-143.00} \text{ mm}$
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{T,y} : \underline{143.21} \text{ mm}$
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0004}$
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$\epsilon_{smax} : \underline{0.0012}$
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$\sigma_{cmax} : \underline{67.69} \text{ kg/cm}^2$
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$\sigma_{smax} : \underline{2390.01} \text{ kg/cm}^2$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.2 - 22.4)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.142 m', para la combinación de hipótesis "Envoltente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.733} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-3.549} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-4.841} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 22.2.2):

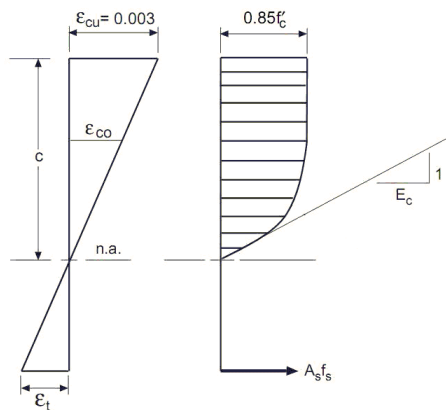
- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

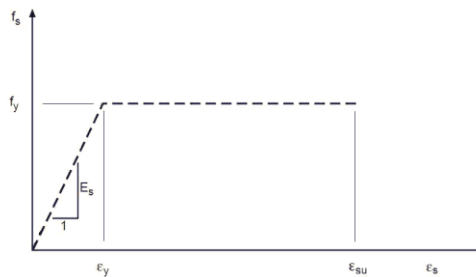


f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. $f'_c : 240.00 \text{ kg/cm}^2$

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. $\epsilon_{cu} : 0.0030$

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima. $\epsilon_{c0} : 0.0020$

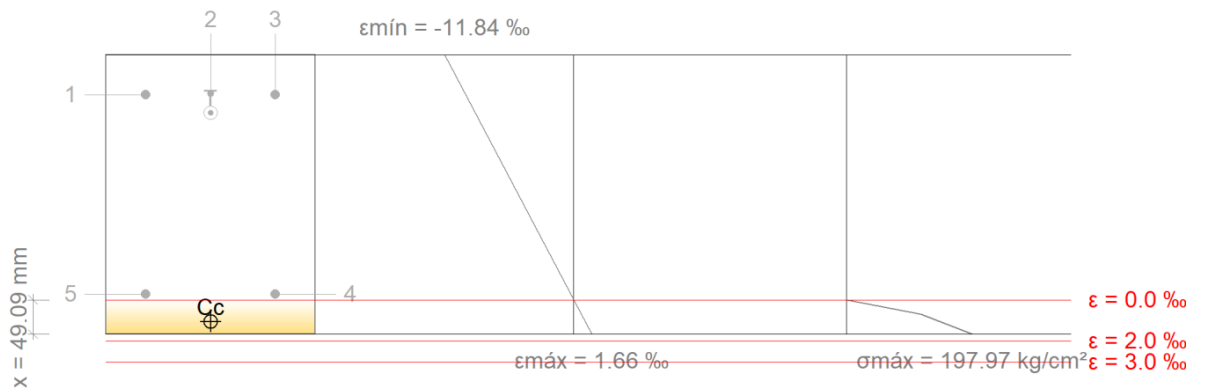
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. $f_y : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø14	-93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
2	Ø12	0.00	144.00	-4200.00	-0.009950
3	Ø14	93.00	143.00	-4200.00	-0.009916
4	Ø14	93.00	-143.00	-544.25	-0.000267
5	Ø14	-93.00	-143.00	-544.25	-0.000267

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.011	0.00	-182.08
Cs	0.000	0.00	0.00
T	18.011	0.00	116.59

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

$P_n : 0.000 \text{ t}$

$M_{n,x} : -5.379 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$C_c : 18.011 \text{ t}$

$C_s : 0.000 \text{ t}$

$T : 18.011 \text{ t}$

$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : -182.08 \text{ mm}$

$e_{cs} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,y} : 116.59 \text{ mm}$

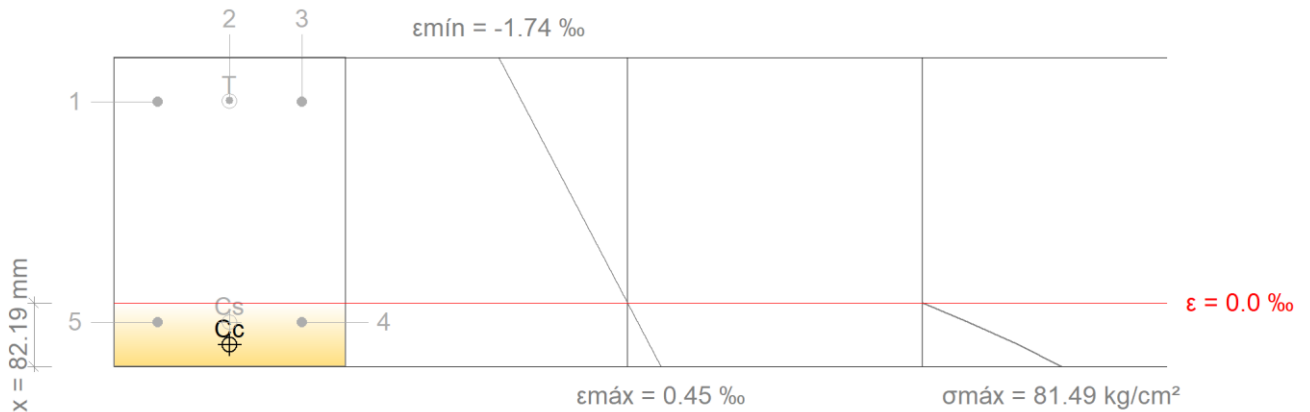
$\epsilon_{cmax} : 0.0017$

$\epsilon_{smax} : 0.0100$

$\sigma_{cmax} : 197.97 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{smax} : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø14	-93.00	143.00	-2912.59	-0.001428
2	Ø12	0.00	144.00	-2923.76	-0.001434
3	Ø14	93.00	143.00	-2912.59	-0.001428
4	Ø14	93.00	-143.00	+281.29	+0.000138
5	Ø14	-93.00	-143.00	+281.29	+0.000138

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	10.472	0.00	-172.05
Cs	0.866	0.00	-143.00
T	11.337	0.00	143.21

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-3.549} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{10.472} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{0.866} \text{ t}$$

$$T : \underline{11.337} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-172.05} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-143.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{143.21} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0005}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0014}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{81.49} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{2923.76} \text{ kg/cm}^2$$

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (ACI 318M-14, Artículo 22.7.7.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (ACI 318M-14, Artículo 22.7.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (ACI 318M-14, Artículo 22.7.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (ACI 318M-14, Artículo 9.5.4.3)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (ACI 318M-14, Artículo 22.7.7.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (ACI 318M-14, Artículo 22.7.7.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (ACI 318M-14, Artículo 9.5.4.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (ACI 318M-14, Artículo 9.5.4.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (ACI 318M-14, Artículo 9.7.5.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (ACI 318M-14, Artículo 9.7.6.3.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (ACI 318M-14, Artículo 9.7.5.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (ACI 318M-14, Artículo 9.6.4)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-14, Artículo 18)

Debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo.

Criterios de diseño por sismo (NEC-14)

Cortante de diseño para vigas. (ACI 318M-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura.



Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1 (NEC-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura.



ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

C3 - D3

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (ACI 318M-14, Artículo 24.3.2)

Se debe satisfacer:

$$93.00 \text{ mm} \leq 631.07 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C3, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = 144.00 mm.

Donde:

s: Separación entre barras.

$$s : \underline{93.00} \text{ mm}$$

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : \underline{631.07} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{674.36} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{631.07} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra.

$$f_s : \underline{1356.85} \text{ kg/cm}^2$$

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado.

$$C_c : \underline{50.00} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

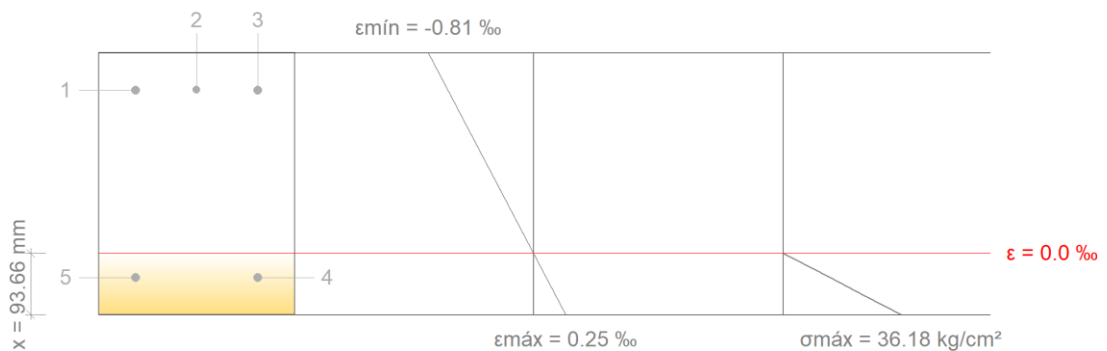
$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-1.761} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kg/cm ²)	ε
1	Ø14	-93.00	143.00	-1351.43	-0.000663
2	Ø12	0.00	144.00	-1356.85	-0.000665
3	Ø14	93.00	143.00	-1351.43	-0.000663

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (ACI 318M-14, Artículo 24.3.2)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (ACI 318M-14, Artículo 24.3.2)

Se debe satisfacer:

186.00 mm ≤ 594.11 mm ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 1.768 m del nudo C3, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 93.00 mm, Y = -143.00 mm.

Donde:

s: Separación entre barras.

s : 186.00 mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores:

s_{max} : 594.11 mm

s₁ : 627.54 mm

s₂ : 594.11 mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra.

f_s : 1441.26 kg/cm

c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado.

c : 50.00 mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión).

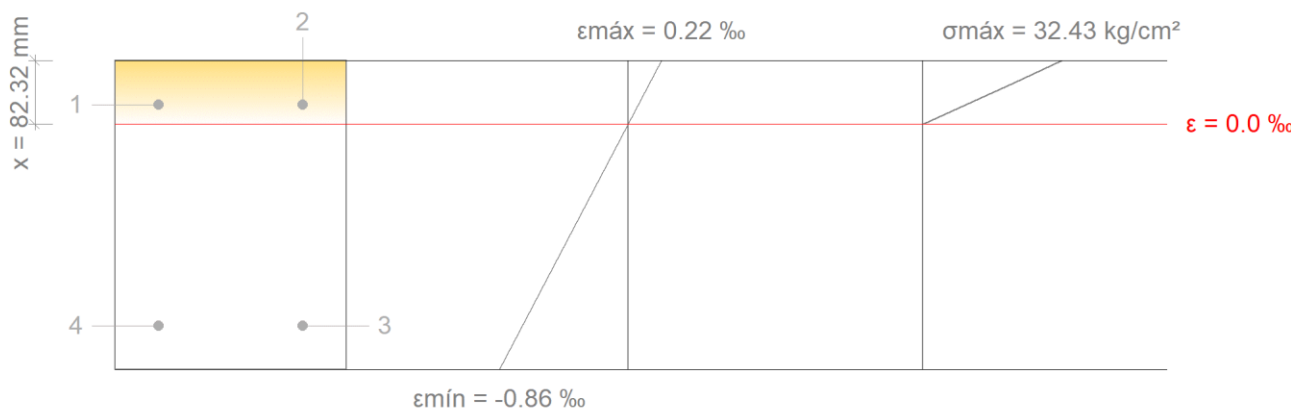
N_{ed} : 0.000 t

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,x} : 0.000 t·m

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

M_{ed,y} : 1.387 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kg/cm ²)	ε
3	Ø14	93.00	-143.00	-1441.26	-0.000707

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
4	Ø14	-93.00	-143.00	-1441.26	-0.000707

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (ACI 318M-14, Artículo 24.3.2)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA**Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"**

La flecha máxima se produce en la sección "1.77 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Piso+Carga viva

$$0.39 \text{ mm} \leq 7.27 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} = L/480$$

L: longitud de referencia

$$f_{A,lim} : \underline{7.27} \text{ mm}$$

$$L : \underline{3.49} \text{ m}$$

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

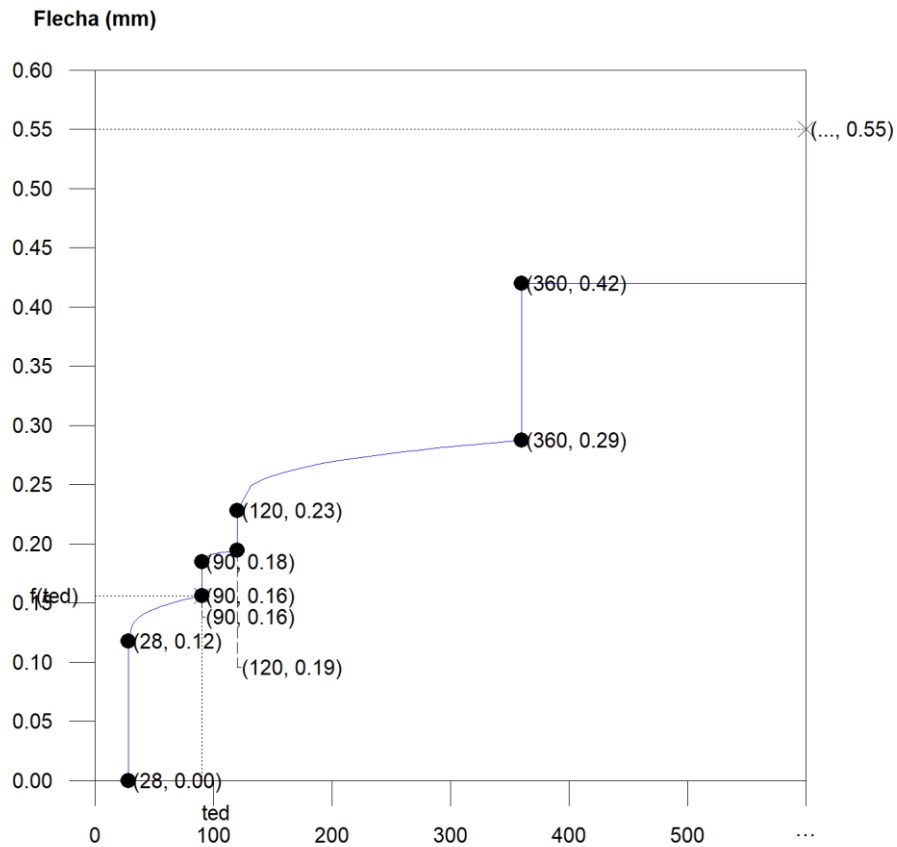
$$f_{A,max} : \underline{0.39} \text{ mm}$$

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{T,max}(t_{ed},\infty) : \underline{0.55} \text{ mm}$$

Flecha total a plazo infinito

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00



Escalón de carga	Tiempo (días)							
	t_i (días)	t_r (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_r)$ (mm)	$f_{tot}(t_r)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_r)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.12	0.12	0.04	0.16	0.16
2-3	90	120	0.16	0.03	0.18	0.01	0.19	0.19
3-4	120	360	0.19	0.03	0.23	0.06	0.29	0.29
4-∞	360	∞	0.29	0.13	0.42	0.13	0.55	0.55

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_r : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_r)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_r)

$f_{tot}(t_r)$: flecha total producida hasta el instante t_r

$f_{tot,max}(t_r)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_r

Flecha instantánea

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kg/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	231227.29	160000.00	0.12	0.12	0.12
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	243615.99	160000.00	0.15	0.03	0.15
3	120 días	Cargas muertas - Piso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Piso	245143.38	160000.00	0.18	0.03	0.18
4	12 meses	Carga viva	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Piso+Carga viva	248286.37	160000.00	0.31	0.13	0.31

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	160000.00	160000.00
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	160000.00	160000.00
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Piso	160000.00	160000.00
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Piso,Carga viva	160000.00	160000.00

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "1"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio"

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

I_{ec} : momento de inercia equivalente de

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de

Se calcula mediante la fórmula de

Sección	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	160000.00	30983.51	-2.68	-0.93	160000.00
Centro de vano	160000.00	23702.75	2.63	0.48	160000.00
Extremo (2)	160000.00	30983.51	-2.68	-0.89	160000.00

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Siendo:

 I_b : momento de inercia I_r : momento de inercia M_r : momento de fisura M_a : momento flector**Flecha diferida**

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas

 $f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalón de carga. Se calcula producidas por cada carga aplicada durante el intervalo

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\Sigma \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.12	0.12	0.67	1.00	0.33	0.04
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	0.03	0.15	1.00	1.07	0.07	0.01
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Piso	0.03	0.18	1.07	1.40	0.33	0.06
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Piso+Carga viva	0.04	0.22	1.40	2.00	0.60	0.13

Donde:

 t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i' t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} . $\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga $\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga $\lambda(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f) $f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"La flecha total producida hasta el instante " t_{ed} " asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

f

ANEXO 4 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 11 N+3.00

Anexo 5. Comprobación zapata aislada. Variante Hormigón armado

ANEXO 5 COMPROBACIÓN ZAPATA AISLADA

Referencia: C3 Dimensiones: 200 x 200 x 35 Armados: Xi:Ø16c/23 Yi:Ø16c/23		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kg/cm ² Calculado: 1.721 kg/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2 kg/cm ² Calculado: 1.737 kg/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kg/cm ² Calculado: 1.723 kg/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kg/cm ² Calculado: 1.749 kg/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2.5 kg/cm ² Calculado: 1.978 kg/cm ²	Cumple
Volteo de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al volteo son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1243.3 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 1277.7 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 13.91 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 13.91 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 23.31 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 23.30 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: <i>Criterio de CYPE</i>		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 720 t/m ² Calculado: 236.48 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 174.54 t/m ²	Cumple
Peralte mínimo: <i>Capítulo 13.3.1.2 y 13.4.2.1 (norma ACI 318M-14)</i>		
	Mínimo: 23 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- C3:	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Capítulo 24.4.3.2 (norma ACI 318M-14)</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.0025	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0025	Cumple

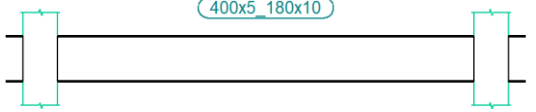
ANEXO 5 COMPROBACIÓN ZAPATA AISLADA

Referencia: C3 Dimensiones: 200 x 200 x 35 Armados: Xi:Ø16c/23 Yi:Ø16c/23		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: <i>Criterio de CYPE</i>	Mínimo: 10 mm Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 23 cm Calculado: 23 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 23 cm Calculado: 23 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i> - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 71 cm Calculado: 89 cm Calculado: 89 cm Calculado: 89 cm Calculado: 89 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las ganchos: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 26 cm Calculado: 43 cm Calculado: 43 cm Calculado: 43 cm Calculado: 43 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Anexo 6. Comprobación viga tipo Acero estructural

ANEXO 6 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 16 N+3.00

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Referencia del perfil : 400x5_180x10
	Materiales
	Acero : A36

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Tramo	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
C3 - D3	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(2)	$x: 3.59 \text{ m}$ $\eta = 16.0$	N.P.(3)	N.P.(4)	$x: 3.59 \text{ m}$ $\eta = 12.5$	$x: 3.59 \text{ m}$ $\eta = 14.5$	CUMPLE $\eta = 16.0$
<p>Notación:</p> <p>P_t: Resistencia a tracción λ_c: Limitación de esbeltez para compresión P_c: Resistencia a compresión M_x: Resistencia a flexión eje X M_y: Resistencia a flexión eje Y V_x: Resistencia a corte X V_y: Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. (2) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. (3) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. (4) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.</p>									

Viga	A plazo infinito (Característica) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = \text{Mín.}(L/240+5.00)$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = \text{Mín.}(L/480+3.00)$	Estado
C3 - D3	$f_{T,max}: 0.32 \text{ mm}$ $f_{T,lim}: 19.96 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 0.23 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 10.48 \text{ mm}$	CUMPLE

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

C3 - D3

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

ANEXO 6 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 16 N+3.00**Resistencia a flexión eje X** (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.160} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo D3, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SY.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{2.649} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{16.543} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{18.381} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{0.801} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{2.649} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{n+} : Resistencia nominal a flexión positiva calculada con Artículo 2, Sección 1

$$M_n : \underline{22.490} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{n-} : Resistencia nominal a flexión negativa calculada con Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{18.381} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{22.490} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kg/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{882.50} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo lateral-torsional

Resistencia nominal a flexión calculada para momento flector positivo y los correspondientes valores de la sección.

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no es de aplicación

Donde:

L_b : Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{0} \text{ mm}$$

$$L_p : \underline{2093.14} \text{ mm}$$

ANEXO 6 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 16 N+3.00

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

E : $\frac{2038735.98}{}$ kg/cm²

F_y: Límite elástico mínimo especificado

F_y : $\frac{2548.42}{}$ kg/cm²

r_y : $\frac{4.20}{}$ cm

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

I_y : $\frac{972.40}{}$ cm⁴

A: Área total de la sección transversal de la barra.

A : $\frac{55.00}{}$ cm²

Resistencia nominal a flexión calculada para momento flector negativo y los correspondientes valores de la sección.

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

M_n : $\frac{18.381}{}$ t·m

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

F_y : $\frac{2548.42}{}$ kg/cm²

C_b: Factor de modificación del pandeo lateral-torsional tomado, de forma conservadora, como:

C_b : $\frac{1.00}{}$

M_p : $\frac{22.490}{}$ t·m

Donde:

Z_x: Módulo resistente plástico respecto al eje X

Z_x : $\frac{882.50}{}$ cm³

S_x : $\frac{798.92}{}$ cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

I_x : $\frac{15978.33}{}$ cm⁴

y: Distancia a la fibra extrema en flexión

y : $\frac{200.00}{}$ mm

L_b: Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

L_b : $\frac{3890}{}$ mm

L_p : $\frac{2093.14}{}$ mm

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

E : $\frac{2038735.98}{}$ kg/cm²

r_y : $\frac{4.20}{}$ cm

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

I_y : $\frac{972.40}{}$ cm⁴

A: Área total de la sección transversal de la barra.

A : $\frac{55.00}{}$ cm²

L_r : $\frac{5695.95}{}$ mm

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

E : $\frac{2038735.98}{}$ kg/cm²

ANEXO 6 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 16 N+3.00

J : Momento de inercia a torsión uniforme	J : <u>13.58</u> cm ⁴
h_o : Distancia entre los baricentros de las alas	h_o : <u>390.00</u> mm
	r_{ts} : <u>48.72</u> mm

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y	I_y : <u>972.40</u> cm ⁴
C_w : Constante de alabeo de la sección	C_w : <u>369753.52</u> cm ⁶
Para c:	
i) para una sección doblemente simétrica en doble T:	
	c : <u>1.00</u>

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.125} \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo D3, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD	V_r : <u>3.138</u> t
V_c : Resistencia de diseño a cortante	V_c : <u>25.194</u> t

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

φ_v: Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

ANEXO 6 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 16 N+3.00

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n : \underline{27.994} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kg/cm}^2$$

$$A_w : \underline{20.00} \text{ cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{400.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{5.00} \text{ mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

ii)

$$C_v : \underline{0.92}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kg/cm}^2$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{380.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{5.00} \text{ mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(b) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{3.138} \text{ t}$$

$$V_c : \underline{25.194} \text{ t}$$

ANEXO 6 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 16 N+3.00

Donde:

$$V_n : \underline{27.994} \text{ t}$$

Donde:

 F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kg/cm}^2$$

$$A_w : \underline{20.00} \text{ cm}^2$$

Donde:

 d : Canto total

$$d : \underline{400.00} \text{ mm}$$

 t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{5.00} \text{ mm}$$

 C_v : se calcula de la siguiente forma:

$$C_v : \underline{0.92}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

ii)

$$C_v : \underline{0.92}$$

Donde:

 h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{380.00} \text{ mm}$$

 t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{5.00} \text{ mm}$$

 E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kg/cm}^2$$

 K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Esfuerzos combinados v torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.145} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo D3, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SY$.

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$$\eta : \underline{0.002} \checkmark$$

ANEXO 6 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 16 N+3.00

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$\eta : \underline{0.145} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.025} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.022} \quad \checkmark$$

3. Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

T_r : Resistencia a torsión requerida

$$T_r : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_c : \underline{0.187} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

ϕ_T : Factor de resistencia para torsión

$$\phi_T : \underline{0.90}$$

T_n : Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$T_n : \underline{0.208} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C: Módulo resistente a torsión

$$C : \underline{13.58} \text{ cm}^3$$

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_n : \underline{1529.05} \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kg/cm}^2$$

Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

f_a : Tensión normal debida al esfuerzo axial (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$f_a : \underline{0.00} \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

ANEXO 6 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 16 N+3.00

P_r: Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$P_r : \frac{0.000}{1} \text{ t}$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \frac{55.00}{1} \text{ cm}^2$$

f_{bx}: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$f_{bx} : \frac{-331.62}{1} \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

M_{rx}: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{rx} : \frac{2.649}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \frac{15978.33}{1} \text{ cm}^4$$

y: Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$y : \frac{200.00}{1} \text{ mm}$$

f_{by}: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{by} : \frac{0.00}{1} \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

M_{ry}: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{ry} : \frac{0.000}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \frac{972.40}{1} \text{ cm}^4$$

x: Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$x : \frac{0.00}{1} \text{ mm}$$

f_{vx}: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

$$f_{vx} : \frac{0.00}{1} \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

V_x: Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_x : \frac{0.000}{1} \text{ t}$$

Q_y: Momento estático respecto del eje y y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_y : \frac{40.50}{1} \text{ cm}^3$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \frac{972.40}{1} \text{ cm}^4$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \frac{10.00}{1} \text{ mm}$$

f_{vy}: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.

$$f_{vy} : \frac{30.27}{1} \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

V_y: Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_y : \frac{2.787}{1} \text{ t}$$

Q_x: Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_x : \frac{-175.50}{1} \text{ cm}^3$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \frac{15978.33}{1} \text{ cm}^4$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \frac{10.00}{1} \text{ mm}$$

f_t: Tensión tangencial debida a torsión.

$$f_t : \frac{2.98}{1} \text{ kg/cm}^2$$

ANEXO 6 COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S VIGA 3 PÓRTICO 16 N+3.00

4.- COMPROBACIONES DE FLECHA

A plazo infinito (Característica)	Activa (Característica)	Estado
$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = \text{Mín.}(L/240+5.00)$	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = \text{Mín.}(L/480+3.00)$	
$f_{T,max}: 0.32 \text{ mm}$ $f_{T,lim}: 19.96 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 0.23 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 10.48 \text{ mm}$	CUMPLE

Flecha total a plazo infinito para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "1.82 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Piso+Carga viva

$$0.32 \text{ mm} \leq 19.96 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{T,lim}$: límite establecido para la flecha total a plazo infinito
 $f_{T,lim} = \text{Mín.}(L/240+5.00)$
L: longitud de referencia

$$f_{T,lim} : \underline{19.96} \text{ mm}$$

$$L : \underline{3.59} \text{ m}$$

$f_{T,max}$: valor máximo de la flecha total

$$f_{T,max} : \underline{0.32} \text{ mm}$$

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "1.82 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Piso+Carga viva

$$0.23 \text{ mm} \leq 10.48 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa
 $f_{A,lim} = \text{Mín.}(L/480+3.00)$
L: longitud de referencia

$$f_{A,lim} : \underline{10.48} \text{ mm}$$

$$L : \underline{3.59} \text{ m}$$

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"
 $f_{A,max} = f_T - f_i (t = t_{ed})$

$$f_{A,max} : \underline{0.23} \text{ mm}$$

f_T : flecha instantánea máxima

$$f_T : \underline{0.32} \text{ mm}$$

$f_i (t = t_{ed})$: flecha instantánea en el instante $t = t_{ed}$

$$f_i (t = t_{ed}) : \underline{0.09} \text{ mm}$$

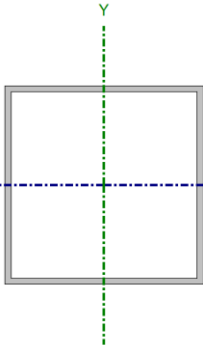
t_{ed} : Construcción del elemento dañable

$$t_{ed} : \underline{3 \text{ meses}}$$

Anexo 7. Ejemplo comprobaciones columna acero estructural

ANEXO 7 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA ACERO C3

N+3.00 (0 - 3 M)

Perfil: CA 300x10 Material: Acero (A36)							
	Cotas del tramo (m)		Altura libre (m)	Características mecánicas			
	Pie	Cabeza		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _p ⁽²⁾ (cm ⁴)
	0.00	3.00	2.500	116.00	16278.67	16278.67	24418.00
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
β	1.00	1.00	1.00	1.00			
L _K	2.500	2.500	2.500	2.500			
C _b	-			1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda : \underline{21} \quad \checkmark$$

Donde:

 λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : \underline{21}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{3000} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.83}$$

r_x: Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{11.85} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x : \underline{11.85} \text{ cm}$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{16278.67} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{116.00} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

ANEXO 7 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA ACERO C3

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : \underline{0.274} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo 0.00, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

Donde:

$$\begin{aligned} P_r &: \underline{71.219} \text{ t} \\ P_c &: \underline{259.847} \text{ t} \end{aligned}$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

$$\begin{aligned} \phi_P &: \text{Factor de resistencia a compresión, tomado como:} & \phi_P &: \underline{0.90} \\ P_n &: \text{Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:} & P_n &: \underline{288.719} \text{ t} \end{aligned}$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

$$\begin{aligned} A &: \text{Área bruta de la sección de la barra.} & A &: \underline{116.00} \text{ cm}^2 \\ F_{cr} &: \text{Tensión de pandeo por flexión, tomada como:} & F_{cr} &: \underline{2488.96} \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

i) Cuando:

Donde:

$$\begin{aligned} F_y &: \text{Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras} & F_y &: \underline{2548.42} \text{ kg/cm}^2 \\ F_e &: \text{Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:} & F_e &: \underline{45179.51} \text{ kg/cm}^2 \\ F_{ex} &: & F_{ex} &: \underline{45179.51} \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$F_{ey} : \underline{45179.51} \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$\begin{aligned} E &: \text{Módulo de elasticidad del acero} & E &: \underline{2038735.98} \text{ kg/cm}^2 \\ K &: \text{Factor de longitud efectiva.} & K_x &: \underline{0.83} \\ & & K_y &: \underline{0.83} \end{aligned}$$

ANEXO 7 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA ACERO C3

L : Longitud de la barra	L : $\frac{3000}{}$ mm
r : Radio de giro dominante	r_x : $\frac{11.85}{}$ cm
	r_y : $\frac{11.85}{}$ cm

Donde:

I : Momento de inercia	I_x : $\frac{16278.67}{}$ cm ⁴
	I_y : $\frac{16278.67}{}$ cm ⁴
A : Área total de la sección transversal de la barra.	A : $\frac{116.00}{}$ cm ²

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.077} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo 3.00, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - SY$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD	M_r : $\frac{2.238}{}$ t·m
M_c : Resistencia de diseño a flexión	M_c : $\frac{28.945}{}$ t·m

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

φ_b : Factor de resistencia a flexión	φ_b : $\frac{0.90}{}$
M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1	M_n : $\frac{32.161}{}$ t·m

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida	M_r⁺ : $\frac{2.238}{}$ t·m
	M_r⁻ : $\frac{1.905}{}$ t·m

1. Fluencia

$$\underline{M_n} : 32.161 \text{ t·m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado	F_y : $\frac{2548.42}{}$ kg/cm ²
Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X	Z_x : $\frac{1262.00}{}$ cm ³

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

ANEXO 7 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA ACERO C3

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.135} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo 3.00, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SX$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{3.901} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{28.945} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_n : \underline{32.161} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_r^+ : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{3.901} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{3.533} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{32.161} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kg/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{1262.00} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

ANEXO 7 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA ACERO C3

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.036} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo 3.00, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SX$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{2.805} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{77.064} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{85.627} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kg/cm}^2$$

$$A_w : \underline{56.00} \text{ cm}^2$$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{280.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{10.00} \text{ mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

ANEXO 7 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA ACERO C3

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado	b : <u>280.00</u> mm
t_r : Espesor del ala	t_r : <u>10.00</u> mm
E : Módulo de elasticidad del acero	E : <u>2038735.98</u> kg/cm ²
K_v : Coeficiente de abolladura del alma	K_v : <u>5.00</u>

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.018} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - SY$.

Donde:

$$\mathbf{V}_r: \text{Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD} \quad \mathbf{V}_r : \underline{1.372} \text{ t}$$

$$\mathbf{V}_c: \text{Resistencia de diseño a cortante}$$

$$\mathbf{V}_c : \underline{77.064} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$$\phi_v: \text{Factor de resistencia a cortante} \quad \phi_v : \underline{0.90}$$

$$\mathbf{V}_n: \text{se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:}$$

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$\mathbf{V}_n : \underline{85.627} \text{ t}$$

Donde:

$$\mathbf{F}_y: \text{Límite elástico mínimo especificado}$$

$$\mathbf{F}_y : \underline{2548.42} \text{ kg/cm}^2$$

$$\mathbf{A}_w : \underline{56.00} \text{ cm}^2$$

Donde:

$$\mathbf{h}: \text{Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo}$$

$$\mathbf{h} : \underline{280.00} \text{ mm}$$

$$\mathbf{t}_w: \text{Espesor del alma}$$

$$\mathbf{t}_w : \underline{10.00} \text{ mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

ANEXO 7 EJEMPLO COMPROBACIONES COLUMNA ACERO C3

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{280.00} \text{ mm}$$

t_w: Espesor del alma

$$t_w : \underline{10.00} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kg/cm}^2$$

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.292} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo 3.00, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Donde:

 η : calculado según Artículo 1, Sección 1**1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión**

a) Para

$$\eta : \underline{0.29}$$

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{70.945} \text{ t}$$

P_c: Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : \underline{259.847} \text{ t}$$

M_{rx}: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.324} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{28.945} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry}: Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.295} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{28.945} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Anexo 8. Comprobación zapata aislada. Variante Acero estructural

ANEXO 8 COMPROBACIÓN ZAPATA AISLADA

Referencia: C3 Dimensiones: 170 x 170 x 50 Armados: Xi:Ø16c/13 Yi:Ø16c/13		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kg/cm ² Calculado: 1.969 kg/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kg/cm ² Calculado: 1.974 kg/cm ²	Cumple
Volteo de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al volteo son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 241325.8 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 157943.9 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 9.37 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 9.38 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 10.62 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 10.63 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE</i>	Máximo: 720 t/m ² Calculado: 111.92 t/m ²	Cumple
Peralte mínimo: <i>Capítulo 13.3.1.2 y 13.4.2.1 (norma ACI 318M-14)</i>		
	Mínimo: 23 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- C3:	Mínimo: 36 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Capítulo 24.4.3.2 (norma ACI 318M-14)</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.0031	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0031	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: <i>Criterio de CYPE</i>	Mínimo: 10 mm Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE</i>		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 13 cm	Cumple

ANEXO 8 COMPROBACIÓN ZAPATA AISLADA

Referencia: C3		
Dimensiones: 170 x 170 x 50		
Armados: Xi:Ø16c/13 Yi:Ø16c/13		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 13 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 13 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 13 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 45 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 49 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 49 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 49 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 49 cm	Cumple
Longitud mínima de las ganchos:	Mínimo: 26 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Avisos:		
- Se han eliminado las combinaciones de viento		
- Se han eliminado las combinaciones de sismo		
Información adicional:		
- Relación rotura crítica (En dirección X): 0.28		
- Relación rotura crítica (En dirección Y): 0.28		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 49.32 t		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 49.32 t		

Anexo 9. Comprobación placa de anclaje columna C3. Variante Acero estructural

ANEXO 9 COMPROBACIÓN PLACA DE ANCLAJE COLUMNA C3


Referencia: C3 -Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 450 mm Espesor: 16 mm -Pernos: 12Ø19.05 mm L=30 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: 2(100x30x6.3) Paralelos Y: 2(100x30x6.3)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 28 mm Calculado: 124 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>2 diámetros</i>	Mínimo: 38 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a X: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 34.1 Calculado: 34.1	Cumple Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 28 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Anclaje perno en concreto: - Tensión: - Cortante: - Tensión + Cortante:	Máximo: 2.784 t Calculado: 1.081 t Máximo: 1.949 t Calculado: 0.255 t Máximo: 2.784 t Calculado: 1.445 t	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 7.975 t Calculado: 1.081 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 2798.17 kg/cm ² Calculado: 405.227 kg/cm ²	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 17.341 t Calculado: 0.255 t	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 2548.42 kg/cm ² Calculado: 2009.02 kg/cm ² Calculado: 2033.36 kg/cm ² Calculado: 1827.09 kg/cm ² Calculado: 1798.68 kg/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i> - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 8013.33 Calculado: 7923.96 Calculado: 8908.8 Calculado: 9044.77	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 2548.42 kg/cm ² Calculado: 384.248 kg/cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

ANEXO 9 COMPROBACIÓN PLACA DE ANCLAJE COLUMNA C3


Referencia: C3		
-Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 450 mm Espesor: 16 mm		
-Pernos: 12Ø19.05 mm L=30 cm Gancho a 180 grados		
-Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada		
-Rigidizadores: Paralelos X: 2(100x30x6.3) Paralelos Y: 2(100x30x6.3)		
Comprobación	Valores	Estado
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de concreto: 0.152		
- Punto de tensión local máxima: (-0.15635, 0)		

Anexo 10. Análisis de Precios Unitarios

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:	Diseño estructural de edificio de 4 pisos					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO: Replanteo y Nivelación	CODIGO: 1000	UNIDAD: m2				
	RENDIMIENTO: horas/unidad					
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta Manual	1.0000	0.20	0.20	0.0500	0.01	
Equipo de topografía Completo (Estación Total, Nivel, GPS)	1.0000	2.00	2.00	0.0500	0.10	
Subtotal de Equipo: (M)					0.11	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Peon (EOE2)	1.0000	4.05	4.05	0.0500	0.20	
Cadenero (EOD2)	1.0000	4.10	4.10	0.0500	0.21	
Topógrafo (EOC1)	1.0000	4.55	4.55	0.0500	0.23	
Subtotal de Mano de Obra: (N)					0.64	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Estacas con Pintura	Glb	0.0600	1.49	0.09		
Hito de hormigón	u	0.01	0.1000	0.00		
Tabla de encofrado	u	0.10	3.0000	0.30		
Subtotal de Materiales: (O)					0.39	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
Subtotal de Transporte: (P)					0.00	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			1.14	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES %			20 %	0.23
		OTROS INDIRECTOS %				
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			1.36	
FIRMA DEL OFERENTE		VALOR OFERTADO:			1.36	

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:		Diseño estructural de edificio de 4 pisos					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
RUBRO: Desbroce y limpieza		CODIGO: 1001					
		UNIDAD: m2 horas/unidad					
		RENDIMIENTO:					
EQUIPOS							
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN TO R	COSTO D=C*R		
Herramienta Manual	1.0000	0.20	0.20	0.0500	0.01		
Subtotal de Equipo: (M)					0.01		
MANO DE OBRA							
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN TO R	COSTO D=C*R		
Peon (EOE2)	1.0000	4.05	4.05	0.1500	0.61		
Subtotal de Mano de Obra: (N)					0.61		
MATERIALES							
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B			
Subtotal de Materiales: (O)					0.00		
TRANSPORTE							
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B			
Subtotal de Transporte: (P)					0.00		
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			0.62		
		INDIRECTOS Y UTILIDADES					
		% 20 %			0.12		
		OTROS INDIRECTOS %					
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			0.74		
FIRMA DEL OFERENTE		VALOR OFERTADO:			0.74		

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS



PROYECTO:

Diseño estructural de edificio de 4 pisos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m

CODIGO:

1002

UNIDAD:

m3

RENDIMIENTO:

horas/unidad

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta Manual	1.0000	0.20	0.20	1.0550	0.21
Subtotal de Equipo: (M)					0.21

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (EOE2)	2.0000	4.05	8.10	1.0550	8.55
Subtotal de Mano de Obra: (N)					8.55

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Subtotal de Materiales: (O)					0.00

TRANSPORTE


DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
Subtotal de Transporte: (P)					0.00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA


TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	8.76
INDIRECTOS Y UTILIDADES % 20 %	1.75
OTROS INDIRECTOS %	
COSTO TOTAL DEL RUBRO:	10.51
VALOR OFERTADO:	10.51

FIRMA DEL OFERENTE

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:	Diseño estructural de edificio de 4 pisos					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO: Excavación con máquina en suelo sin clasificar 0 - 2 m de profundidad	CODIGO: 1003	UNIDAD: m3				
	RENDIMIENTO: horas/unidad					
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Retroexcavadora	1.0000	25.00	25.00	0.0640	1.60	
Subtotal de Equipo: (M)					1.60	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Op. de Retroexcavadora (EOC1 Grupo I)	1.0000	4.55	4.55	0.0640	0.29	
Engrasador o abastecedor responsable (EOD2 Sin título)	1.0000	4.10	4.10	0.0640	0.26	
Subtotal de Mano de Obra: (N)					0.55	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Subtotal de Materiales: (O)					0.00	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
Subtotal de Transporte: (P)					0.00	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			2.15	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES %			20 %	0.43
		OTROS INDIRECTOS %				
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			2.58	
FIRMA DEL OFERENTE		VALOR OFERTADO:			2.58	

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:		Diseño estructural de edificio de 4 pisos				
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	Relleno Compactado con material de Mejoramiento		CODIGO:	1004		
			UNIDAD:	m3		
			RENDIMIENTO:	horas/unidad		
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta Manual	1.0000	0.20	0.20	0.1000	0.02	
Vibro-apisonador	1.0000	3.13	3.13	0.1000	0.31	
Subtotal de Equipo: (M)					0.33	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Peon (EOE2)	1.0000	4.05	4.05	0.1000	0.41	
Op. de Equipo Liviano (EOD2)	1.0000	4.10	4.10	0.1000	0.41	
Maestro Mayor en ejecución de obras (EOC1)	0.1000	4.55	0.46	0.1000	0.05	
Subtotal de Mano de Obra: (N)					0.86	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Material de reposición - mejoramiento (puesto en obra)	m3	1.2500	13.00	16.25		
Agua	m3	0.10	0.0100	0.00		
Subtotal de Materiales: (O)					16.25	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
Subtotal de Transporte: (P)					0.00	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				17.45	
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %			20 %	3.49	
	OTROS INDIRECTOS %					
	COSTO TOTAL DEL RUBRO:				20.93	
FIRMA DEL OFERENTE	VALOR OFERTADO:				20.93	

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS



PROYECTO:

Diseño estructural de edificio de 4 pisos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Relleno Compactado con material Clasificado en Obra

CODIGO:

1005

UNIDAD:

m3

RENDIMIENTO:

horas/unidad

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta Manual	1.0000	0.20	0.20	0.3000	0.06
Vibro-apisonador	1.0000	3.13	3.13	0.3000	0.94
Subtotal de Equipo: (M)					1.00

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (EOE2)	2.0000	3.83	7.66	0.3000	2.30
Op. de Equipo Liviano (EOD2)	1.0000	3.87	3.87	0.3000	1.16
Subtotal de Mano de Obra:(N)					3.46

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Agua	m3	0.0100	0.01	0.00
Subtotal de Materiales:(O)				0.00

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
Subtotal de Transporte:(P)				0.00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)

4.46

INDIRECTOS Y UTILIDADES %

20 %

0.89

OTROS INDIRECTOS %

COSTO TOTAL DEL RUBRO:


5.35

FIRMA DEL OFERENTE

VALOR OFERTADO:

5.35

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:	Diseño estructural de edificio de 4 pisos				
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: Transporte de material hasta 5km	CODIGO: 1006	UNIDAD: m3			
	RENDIMEINTO: horas/unidad				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN T O R	COSTO D=C*R
Volqueta > 8 m3 (según especific)	1.0000	27.94	27.94	0.0700	1.96
Subtotal de Equipo: (M)					1.96
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN T O R	COSTO D=C*R
Chofer de tráiler, volqueta, tanquero, plataforma, etc. (EOC1 Chofer)	1.0000	5.95	5.95	0.0640	0.38
Subtotal de Mano de Obra:(N)					0.38
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Subtotal de Materiales:(O)					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
Subtotal de Transporte:(P)					0.00
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			2.34
		INDIRECTOS Y UTILIDADES % 20 %			0.47
		OTROS INDIRECTOS %			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			2.80
FIRMA DEL OFERENTE		VALOR OFERTADO:			2.80

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS



PROYECTO: Diseño estructural de edificio de 4 pisos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón Simple 240 Kg/cm² **CODIGO:** 1007
UNIDAD: m³ **RENDIMIENTO:** horas/unidad

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Concretera de un Saco	1.0000	2.30	2.30	0.8500	1.96
Vibrador	1.0000	1.80	1.80	0.8500	1.53
Bomba para curado	1.0000	1.50	1.50	0.8500	1.28
Herramienta Manual	1.0000	0.20	0.20	0.8500	0.17
Subtotal de Equipo: (M)					4.93

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (EOE2)	6.0000	4.05	24.30	0.8500	20.66
Albañil (EOD2)	1.0000	4.10	4.10	0.8500	3.49
Op. de Equipo Liviano (EOD2)	1.0000	4.10	4.10	0.8500	3.49
Inspector de Obra (EOB3)	0.5000	4.55	2.28	0.8500	1.94
Subtotal de Mano de Obra:(N)					29.56

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Agua	m ³	0.1800	0.01	0.00
Cemento	saco	7.70	7.5000	57.75
Arena (Puesta en Obra)	m ³	0.60	22.0000	13.20
Grava (Puesta en Obra)	m ³	0.95	20.0000	19.00
Aditivo Hormigón(Plastificante/Acelerante)	Kg	2.00	1.0000	2.00
Aditivo químico para curado de hormigón	gl	0.17	12.0000	1.98
Subtotal de Materiales:(O)				93.93

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
Subtotal de Transporte:(P)				0.00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	128.42
INDIRECTOS Y UTILIDADES % 20 %	25.68
COSTO TOTAL DEL RUBRO:	154.11
VALOR OFERTADO:	154.11

FIRMA DEL OFERENTE

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS



PROYECTO: Diseño estructural de edificio de 4 pisos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado recto (Dos usos) **CODIGO:** 1008
UNIDAD: m2
RENDIMIENTO: horas/unidad

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta Manual	1.0000	0.20	0.20	0.1200	0.02
Subtotal de Equipo: (M)					0.02

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (EOE2)	2.0000	4.05	8.10	0.1200	0.97
Albañil (EOD2)	1.0000	4.10	4.10	0.1200	0.49
Maestro Mayor en ejecución de obras (EOC1)	0.2000	4.55	0.91	0.1200	0.11
Carpintero (EOD2)	1.0000	4.10	4.10	0.1200	0.49
Subtotal de Mano de Obra: (N)					2.07

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Puntales para encofrado, ganchos, sistema de sujeción	glb	1.0000	2.00	2.00
Desmoldante para encofrado	Gl	1.00	0.0600	0.06
Encofrado metálico	m2	1.00	4.6900	4.69
Madera contrachapada	m2	0.50	3.0000	1.50
Pingos	m	1.00	0.5000	0.50
Clavos de 2" a 4"	Kg	0.25	2.0000	0.50
Subtotal de Materiales: (O)				9.25

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
Subtotal de Transporte: (P)				0.00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	11.34
INDIRECTOS Y UTILIDADES % 20 %	2.27
OTROS INDIRECTOS %	
COSTO TOTAL DEL RUBRO:	13.61
VALOR OFERTADO:	13.61

FIRMA DEL OFERENTE

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS



PROYECTO: Diseño estructural de edificio de 4 pisos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado) **CODIGO:** 1009
UNIDAD: kg **RENDIMIENTO:** horas/unidad

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta Manual	1.0000	0.20	0.20	0.0440	0.01
Cortadora de Acero	1.0000	1.00	1.00	0.0440	0.04
Subtotal de Equipo: (M)					0.05

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (EOE2)	1.0000	3.83	3.83	0.0440	0.17
Fierrero (EOD2)	1.0000	3.87	3.87	0.0440	0.17
Subtotal de Mano de Obra:(N)					0.34

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Hierro Varillas (Corrugado)	kg	1.0500	1.25	1.31
Alambre de Amarre Recocido No. 18	kg	0.10	1.5000	0.15
Espaciadores (según especific)	Global	0.10	0.1000	0.01
Subtotal de Materiales:(O)				1.47

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
Subtotal de Transporte:(P)				0.00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	1.86
INDIRECTOS Y UTILIDADES % 20 %	0.37
OTROS INDIRECTOS %	
COSTO TOTAL DEL RUBRO:	2.24
VALOR OFERTADO:	2.24

FIRMA DEL OFERENTE

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS



PROYECTO:

Diseño estructural de edificio de 4 pisos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Hormigón Simple para Replanteo 180 Kg/cm²

CODIGO:

1010

UNIDAD:

m³

RENDIMIENTO:

horas/unidad

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Concretera de un Saco	1.0000	2.30	2.30	0.8500	1.96
Vibrador	1.0000	1.80	1.80	0.8500	1.53
Bomba para curado	1.0000	1.50	1.50	0.8500	1.28
Herramienta Manual	1.0000	0.20	0.20	0.8500	0.17
Subtotal de Equipo: (M)					4.93

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (EOE2)	6.0000	4.05	24.30	0.8500	20.66
Albañil (EOD2)	1.0000	4.10	4.10	0.8500	3.49
Op. de Equipo Liviano (EOD2)	1.0000	4.10	4.10	0.8500	3.49
Inspector de Obra (EOB3)	0.5000	4.55	2.28	0.8500	1.94
Subtotal de Mano de Obra: (N)					29.56

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Agua	m ³	0.24	0.01	0.00
Cemento	saco	6.70	7.5000	50.25
Arena (Puesta en Obra)	m ³	0.65	22.0000	14.30
Grava (Puesta en Obra)	m ³	0.95	20.0000	19.00
Aditivo Hormigón (Plastificante/Acelerante)	Kg	2.00	1.0000	2.00
Aditivo químico para curado de hormigón	gl	0.17	12.0000	1.98
Subtotal de Materiales: (O)				87.53

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
Subtotal de Transporte: (P)				0.00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)

122.03

INDIRECTOS Y UTILIDADES %

20 %

24.41

COSTO TOTAL DEL RUBRO:


146.43

FIRMA DEL OFERENTE


VALOR OFERTADO:

146.43


ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:		Diseño estructural de edificio de 4 pisos				
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO: Acero estructural A-36		CODIGO: 1011		UNIDAD: kg		
		RENDIMIENTO: horas/unidad				
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Soldadora eléctrica 300 A	0.1100	1.98	0.22	0.8000	0.18	
Equipo Oxicorte	0.1100	1.54	0.17	0.8000	0.14	
Subtotal de Equipo: (M)					0.31	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Perfilero (EOC2)	0.1000	4.33	0.43	0.6000	0.26	
Maestro Mayor en ejecución de obras (EOC1)	0.1000	4.55	0.46	0.6000	0.28	
Engrasador o abastecedor responsable (EOD2 Sin título)	0.1000	4.10	0.41	0.6000	0.25	
Subtotal de Mano de Obra: (N)					0.78	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Anticorrosivo	4000 cc	0.01	12.56	0.13		
Disco de corte	UNIDAD	0.01	1.6500	0.02		
Acero en perfil	Kg	1.00	1.0500	1.05		
Electrodo #7010 3/16	Kg	0.05	2.3400	0.12		
				0.00		
Subtotal de Materiales: (O)					1.31	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
Subtotal de Transporte: (P)					0.00	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			2.40	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES % 20 %			0.48	
		OTROS INDIRECTOS %				
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			2.88	
FIRMA DEL OFERENTE		VALOR OFERTADO:			2.88	


ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:		Diseño estructural de edificio de 4 pisos				
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO: Casetones 40x40x15 cm (varios usos)		CODIGO: 1012		UNIDAD: m2		
		RENDIMIENTO: horas/unidad				
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta Varias	1.0000	0.40	0.40	0.0400	0.02	
Subtotal de Equipo: (M)					0.02	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Albañil (EOD2)	1.0000	4.10	4.10	0.8500	3.49	
Subtotal de Mano de Obra:(N)					3.49	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Casetones de 40x40x15 cm	u	1.0000	1.75	1.75		
Subtotal de Materiales:(O)					1.75	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
Subtotal de Transporte:(P)					0.00	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			5.25	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES % 20 %			1.05	
		OTROS INDIRECTOS %				
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			6.30	
FIRMA DEL OFERENTE		VALOR OFERTADO:			6.30	

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:		Diseño estructural de edificio de 4 pisos				
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO: Losa Deck de 5 cm e=0.76 mm	CODIGO: 1013	UNIDAD: m2	RENDIMIENTO: horas/unidad			
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Soldadora eléctrica 300 A	0.1100	1.98	0.22	0.8500	0.19	
Vibrador	1.0000	1.80	1.80	0.8500	1.53	
Subtotal de Equipo: (M)					1.72	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Peon (EOE2)	1.9200	4.05	7.78	0.8500	6.61	
Albañil (EOD2)	0.6400	4.10	2.62	0.8500	2.23	
Maestro Mayor en ejecución de obras (EOC1)	0.3200	4.55	1.46	0.1200	0.18	
Op. de Equipo Liviano (EOD2)	0.3200	4.10	1.31	0.8500	1.11	
Subtotal de Mano de Obra: (N)					10.13	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Steel deck e=0.76 mm	m2	1.00	12.1100	12.11		
Hormigón Simple 240 Kg/cm2	m3	0.10	93.9300	9.39		
Separador tipo torre 25mm	U	4.00	0.1500	0.60		
Electrodo #7010 3/16	Kg	0.05	2.3400	0.12		
Malla R84 4.0 mm (15x15)cm (2.4x6.25)m	U	0.07	33.6800	2.36		
Conectores de corte	U	10.00	0.1900	1.90		
Subtotal de Materiales: (O)					26.48	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
Subtotal de Transporte: (P)					0.00	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			38.32	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES % 20 %			7.66	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			45.99	
FIRMA DEL OFERENTE		VALOR OFERTADO:			45.99	

ANEXO 10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:		Diseño estructural de edificio de 4 pisos					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
RUBRO: Placas de anclaje (incluye montaje)		CODIGO: 1014		UNIDAD: U			
		RENDIMIENTO: horas/unidad					
EQUIPOS							
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R		
Herramienta Manual	1.0000	0.20	0.20	0.0440	0.01		
Subtotal de Equipo: (M)					0.01		
MANO DE OBRA							
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R		
Peon (EOE2)	1.9200	4.05	7.78	0.8500	6.61		
Albañil (EOD2)	0.6400	4.10	2.62	0.8500	2.23		
Subtotal de Mano de Obra:(N)					8.84		
MATERIALES							
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B			
Platina de acero laminado A-36	kg	30.09	2.7000	81.24			
Pernos ϕ 19mm L=57cm	kg	15.36	1.3100	20.12			
Juego de arandela,tuerca y contratuerca	U	12.00	2.5800	30.96			
Subtotal de Materiales:(O)					132.32		
TRANSPORTE							
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B			
Subtotal de Transporte:(P)					0.00		
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			141.17		
		INDIRECTOS Y UTILIDADES %			20 %	28.23	
		OTROS INDIRECTOS %					
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			169.41		
		FIRMA DEL OFERENTE			VALOR OFERTADO:		
			169.41				

Anexo 11. Especificaciones técnicas

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

De acuerdo al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones de la Republica del Ecuador MOP-001-F (2002) se tiene las siguientes especificaciones técnicas para los rubros 1000-1014.

Rubro: Replanteo y Nivelación

Codigo:1000

Unidad: m2

Descripción:

Consiste en la ubicación de las posiciones y alturas precisas de los diferentes componentes sobre el terreno para su posterior construcción de acuerdo con los planos del respectivo diseño. Por otra parte, la nivelación hace referencia a establecer con precisión las alturas referenciales y asegurarse que el terreno este nivelado de manera correcta.

Medición y forma de pago:

Se realizará la medición del terreno total replanteado y su pago se realizará de acuerdo a esa cantidad medida en metros cuadrados (m2).

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Desbroce y Limpieza

Codigo:1001

Unidad: m2

Descripción:

Este trabajo consistirá en despejar el terreno necesario para llevar a cabo la obra contratada de acuerdo con las presentes Especificaciones y los demás documentos contractuales. En las zonas indicadas en los planos o por el Fiscalizador, se eliminarán todos los árboles, arbustos, troncos, cercas vivas, matorrales y cualquier otra vegetación; además de tocones y hojarascas. También se incluyen en este rubro la remoción de la capa de tierra vegetal, hasta la profundidad indicada en los planos o por el Fiscalizador; así como la disposición, en forma satisfactoria al Fiscalizador, de todo el material proveniente de la operación de desbroce, desbosque y limpieza.

Estos trabajos incluirán todas las zonas de préstamo, canteras y minas dentro de la zona del camino y las afueras de la misma, que estén señaladas en los planos o por el Fiscalizador, como fuentes designadas u opcionales de materiales de construcción. Además, comprenderán la remoción de obstáculos misceláneos, conforme se estipula en la subsección 301-2, en caso de no estar incluidos en el contrato los rubros anotados en dicha Sección.

Este trabajo contemplará también la conservación, evitando todo daño o deformación de la vegetación, plantaciones y objetos destinados a conservarse.

Medición y forma de pago:

Se realizará la medición del área de limpieza y se efectuará el pago por metro cuadrado (m2).

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m

Codigo:1002

Unidad: m3

Descripción:

Implica la remoción de suelo, tierra u otros materiales sin clasificar que se encuentren en el terreno hasta los 2 metros de profundidad mediante la utilización manual de herramientas como picos y palas. Esta actividad permite la creación de espacios vacíos donde se realiza la cimentación de la edificación.

Medición y forma de pago:

Se realizará la medición de las dimensiones excavadas y se procederá a su pago por metro cubico (m3)

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Excavación con maquina en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m

Codigo:1003

Unidad: m3

Descripción:

Implica la remoción de suelo, tierra u otros materiales sin clasificar que se encuentren en el terreno hasta los 2 metros de profundidad mediante la utilización de maquinaria y equipos mecánicos. Se requiere del despeje de la zona y la adaptación del terreno para el acceso de la maquinaria o equipo utilizado, esta actividad permite la creación de espacios vacíos donde se realiza la cimentación de la edificación.

Medición y forma de pago:

Se realizará la medición de las dimensiones excavadas y se procederá a su pago por metro cubico (m3)

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Relleno Compactado con material de Mejoramiento

Codigo:1004

Unidad: m3

Descripción:

Hace referencia al proceso de agregar y compactar material como grava, arena, piedra triturada u otro tipo de suelo externo a la obra con el fin de mejorar la estabilidad y resistencia del terreno. Este material se utiliza para rellenar espacios de vacío en el terreno creados mediante excavación o previamente existentes.

El material seleccionado tendrá un índice plástico menor a 6 y cumplirá, en cuanto a su granulometría, las exigencias de la Tabla 307-2.1.

El material de relleno se colocará a ambos lados y a lo largo de las estructuras en capas horizontales de espesor no mayor a 20 cm. Cada una de estas capas será humedecida u oreada para alcanzar el contenido óptimo de humedad y luego compactada con apisonadores mecánicos aprobados hasta que se logre la densidad requerida. No se permitirá la compactación mediante inundación o chorros de agua.

Medición y forma de pago:

Se realizará la medición del volumen de relleno utilizado en la obra y se procederá a su pago por metro cubico (m3)

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Relleno Compactado con material Clasificado en Obra

Codigo:1005

Unidad: m3

Descripción:

Hace referencia al proceso de agregar y compactar material como grava, arena, piedra triturada u otro tipo de suelo encontrados dentro de la obra con el fin de mejorar la estabilidad y resistencia del terreno. Este material se utiliza para rellenar espacios de vacío en el terreno creados mediante excavación o previamente existentes. La colocación de este material se realiza mediante la aplicación y compactación de capas con un máximo de 20 cm de espesor para lograr una compactación adecuada y llegar a la resistencia deseada.

El material de relleno se colocará a ambos lados y a lo largo de las estructuras en capas horizontales de espesor no mayor a 20 cm. Cada una de estas capas será humedecida u oreada para alcanzar el contenido óptimo de humedad y luego compactada con apisonadores mecánicos aprobados hasta que se logre la densidad requerida. No se permitirá la compactación mediante inundación o chorros de agua.

Medición y forma de pago:

Se realizará la medición del volumen de relleno utilizado en la obra y se procederá a su pago por metro cubico (m3)

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Transporte de material hasta 5km

Codigo:1006

Unidad: m3

Descripción:

Este rubro consiste en el transporte del material sobrante a ser desalojado del sitio de la obra hacia una escombrera que cumpla todas las normativas y sea autorizada por las entidades competentes sobre el tema. El costo incluye tanto el transporte como los procesos de carga y descarga en los lugares destinados.

Medición y forma de pago:

Se realizará la medición del volumen de material dispuestos a ser enviados a la escombrera y se procederá a su pago por metro cubico (m3)

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Hormigón Simple 240 Kg/cm²

Codigo:1007

Unidad: m³

Descripción:

Este trabajo consistirá en el suministro, puesta en obra, terminado y curado del hormigón. Incluye la fabricación, transporte, almacenamiento y colocación de vigas losas y otros elementos estructurales prefabricados. El hormigón para estructuras estará constituido por cemento Portland, agregado fino, agregado grueso, aditivos, si se requiere, y agua, mezclados en las proporciones especificadas o aprobadas y de acuerdo con lo estipulado en esta sección y en el Capítulo 800 de estas especificaciones. La clase de hormigón a utilizarse en una estructura determinada será indicada en los planos o en las disposiciones especiales en este caso una resistencia 240 Kg/cm² y satisfará los requerimientos previstos en la Sección 801.

Medición y forma de pago:

Las cantidades a pagarse por estos trabajos serán los metros cúbicos (m³)de hormigón simple satisfactoriamente incorporados a la obra.

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Encofrado recto (Dos usos)

Codigo:1008

Unidad: m2

Descripción:

El encofrado deberá ser liso y lubricado por el lado en contacto con el hormigón y en el canto superior, y deberá ser lo suficientemente rígido para soportar la presión del hormigón plástico, sin deformarse. Será instalado con las pendientes, cotas y alineaciones estipuladas y será mantenido firmemente mediante las estacas, abrazaderas, separadores tirantes y apoyos que sean necesarios.

Medición y forma de pago:

La medición representara el área del material utilizado en este caso madera, y se realizara su pago por metro cuadrado (m2).

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)

Codigo:1009

Unidad: kg

Descripción:

Este trabajo consistirá en el suministro y colocación de acero de refuerzo para hormigón de la clase, tipo y dimensiones señalados en los documentos contractuales.

A menos que en las disposiciones se disponga lo contrario, no se incluirá el acero de refuerzo de los elementos de hormigón precomprimido, el que se pagará como parte del elemento estructural precomprimido, de acuerdo a lo indicado en el Sección 502.

Medición y forma de pago:

Las cantidades a pagarse por suministro y colocación del acero de refuerzo, de acuerdo a lo descrito en esta sección, serán los kilogramos de barras de acero y los metros cuadrados de malla de alambre aceptablemente colocados en la obra.

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Hormigón Simple para Replanto 180 Kg/cm²

Código:1010

Unidad: m³

Descripción:

Este trabajo consistirá en el suministro, puesta en obra, terminado y curado del hormigón. Incluye la fabricación, transporte, almacenamiento y colocación de vigas losas y otros elementos estructurales prefabricados. El hormigón para estructuras estará constituido por cemento Portland, agregado fino, agregado grueso, aditivos, si se requiere, y agua, mezclados en las proporciones especificadas o aprobadas y de acuerdo con lo estipulado en esta sección y en el Capítulo 800 de estas especificaciones. La clase de hormigón a utilizarse en una estructura determinada será indicada en los planos o en las disposiciones especiales en este caso una resistencia 180 Kg/cm² y satisfará los requerimientos previstos en la Sección 801.

Medición y forma de pago:

Las cantidades a pagarse por estos trabajos serán los metros cúbicos (m³) de hormigón simple satisfactoriamente incorporados a la obra.

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Acero estructural A-36

Codigo:1011

Unidad: kg

Descripción:

Las piezas de acero estructural pueden ser barras redondas, cuadradas o planas; y perfiles estructurales, de las dimensiones establecidas en los planos de la obra.

Todas las piezas de Acero Estructural deben cumplir los requisitos establecidos en la Norma INEN 136: ACERO PARA CONSTRUCCION ESTRUCTURAL. Todo el acero estructural será de preferencia del tipo "DE SOLDABILIDAD GARANTIZADA", y debe poseer la resistencia especificada en la Norma INEN 136, en la cual se reconocen los siguientes grados: A37E/ES, A42E/ES y A52E/ES. Según la terminología aprobada, la letra A indica que el material es Acero al Carbono; los números corresponden a la resistencia mínima a la tracción (en kg/mm²), la letra E indica que se trata de un acero estructural, y por fin, la letra S señala que el acero es de soldabilidad garantizada.

Medición y forma de pago:

Se realizará la cuantificación mediante el peso total del material utilizado en kilogramos (kg) y se procederá a la realización de su pago de acuerdo a la cantidad establecida.

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Casetones de poliestireno 40x40x15 cm (varios usos)

Codigo:1012

Unidad: U

Descripción:

Los casetones son bloques de poliestireno expandido (EPS) que se utilizan principalmente como encofrado presido en la construcción de losas aligeradas, techos, entresijos u otros elementos pertenecientes a la estructura y mejorar la eficacia energética de la misma.

Medición y forma de pago:

Su medición se realiza mediante el número de casetones utilizados en la obra y su pago se realiza de acuerdo a la cantidad en unidades (U).

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Losa Deck de 5 cm e=0.76 mm

Codigo:1013

Unidad: m2

Descripción:

Este trabajo consistirá en el proceso y construcción de una losa de 5 cm de espesor con un revestimiento de acero galvanizado de 0.76 mm de espesor, esta solución se utiliza en la construcción de entresijos y techos. El revestimiento inferior de acero junto con la malla r84 con alambre de 4 mm proporcionan la resistencia estructural y evita la corrosión, mientras el hormigón aporta rigidez y elevada capacidad de carga.

Medición y forma de pago:

Las cantidades a pagarse por estos trabajos serán los metros cuadrados (m2) de losa construidos que cumplan con todas las especificaciones establecidas.

ANEXO 11 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Rubro: Placas de anclaje (incluye montaje)

Codigo:1014

Unidad: U

Descripción:

Los dispositivos y aparatos para anclaje y demás accesorios tales como placas de acero, separadores y acoples serán de las características que se señale en los correspondientes planos estructurales y en el respectivo rubro del contrato. Todo acero empleado en el refuerzo será asegurado en sus extremos mediante dispositivos de anclaje permanente, los que deberán ser capaces de soportar el 95% de la resistencia mínima de tensión garantizada para el acero de precompresión.

Medición y forma de pago:

El pago se realizará de acuerdo al número de unidades (U) instaladas en obra que cumplan con las especificaciones establecida en los planos y contrato.

Anexo 12. Cantidades de obra

ANEXO 12 CANTIDADES DE OBRA

Hormigón armado

Replanteo y nivelación. Limpieza y desbroce	
Dimensiones (m)	Dimensiones+Retiro (m)
15.04	21.04
18.01	24.01
Área (m2)	505.1704

Excavación					
Elemento	Cantidad	Peralte (m)	Profundidad (m)	Área (m2)	Total (m3)
A1,A4,F1,F4	4	0.6	2.65	9	95.4
A2,A3,B1,B4,C1,C4,D1,D4,E1,E4,F2,F3	12	0.4	2.45	9	264.6
B2,B3,C2,C3,D2,D3,E2,E3	8	0.35	2.4	6.25	120
Total					480
Mecánica 90%					432
Manual 10%					48

Relleno					
Zapatatas					
Elemento	Cantidad	Peralte (m)	Peralte+Replanteo(m)	Área (m2)	Total (m3)
A1,A4,F1,F4	4	0.6	0.65	6.25	16.25
A2,A3,B1,B4,C1,C4,D1,D4,E1,E4,F2,F3	12	0.4	0.45	6.25	33.75
B2,B3,C2,C3,D2,D3,E2,E3	8	0.35	0.4	4	12.8
Columna de la cimentación					
Elemento	Cantidad	Altura (m)	Área (m2)	Total (m3)	
A1,A4,F1,F4	4	2	0.36	2.88	
A2,A3,F2,F3	4	2	0.24	1.92	
B1,B2,B3,B4,C1,C2,C3,C4,D1,D2,D3,D4,E1,E2,E3,E4	16	2	0.16	5.12	
Hormigón 240 kg/cm2					66.12
Hormigón 180 kg/cm2					6.6
Relleno					407.28

Replanteo (m)	0.05
----------------------	------

ANEXO 12 CANTIDADES DE OBRA

Transporte de material	
Descripción	Volumen (m3)
Excavación mecánica	435
Excavación manual	50
Total	485
Total + 30% de esponjamiento	630.5

Cimentación	
Hormigón 180kg/cm (m3)	6.6
Hormigón 240kg/cm (m3)	56.2
Encofrado recto (m2)	94.4
Acero de refuerzo ϕ 10 (kg)	62.8
Acero de refuerzo ϕ 16 (kg)	5849.6

Estructura	
Hormigón 240kg/cm (m3)	206.66
Encofrado recto (m2)	773.47
Acero de refuerzo ϕ 10 (kg)	7403.8
Acero de refuerzo ϕ 12(kg)	1183.1
Acero de refuerzo ϕ 14 (kg)	2846.6
Acero de refuerzo ϕ 16 (kg)	5896
Acero de refuerzo ϕ 18 (kg)	118.9
Acero de refuerzo nervaduras de las losas (kg)	4826
Acero estructural A-36 [Vigas inclinadas (doble cajón soldado 200x60x3)] (kg)	810
Casetones de poliestireno 40x40x15 cm (U)	3068

Cubierta	
Acero estructural A-36 [G150x50x15x4 Doble en cajón soldado] (kg)	966.97
Acero estructural A-36 [G150x50x15x3 Doble en cajón soldado] (kg)	2538.96
Acero estructural A-36 [G125x50x15x3 Doble en cajón soldado] (kg)	369.41
Acero estructural A-36 [G125x50x15x3] (kg)	696.31
Acero estructural A-36 [G150x50x15x3] (kg)	5.5

ANEXO 12 CANTIDADES DE OBRA

Acero estructural

Replanteo y nivelación. Limpieza y desbroce	
Dimensiones (m)	Dimensiones+Retiro (m)
15.04	21.04
18.01	24.01
Área (m2)	505.1704

Excavación					
Elemento	Cantidad	Peralte (m)	Profundidad (m)	Área (m2)	Total (m3)
Zapatas	24	0.5	2.55	4.84	296.208
Total					296.208
Mecánica 90%					266.5872
Manual 10%					29.6208

Relleno					
Elemento	Cantidad	Altura (m)	Altura+ Replanteo(m)	Área (m2)	Total (m3)
Zapatas	24	0.5	0.55	2.89	38.148
Columna de la cimentación	24	2	-	0.09	4.32
Hormigón 240 kg/cm2					39
Hormigón 180 kg/cm2					3.468
Relleno					253.74

Replanteo (m)	0.05
----------------------	------

Transporte de material	
Descripción	Volumen (m3)
Excavación mecánica	270
Excavación manual	30
Total	300
Total + 30% de esponjamiento	390

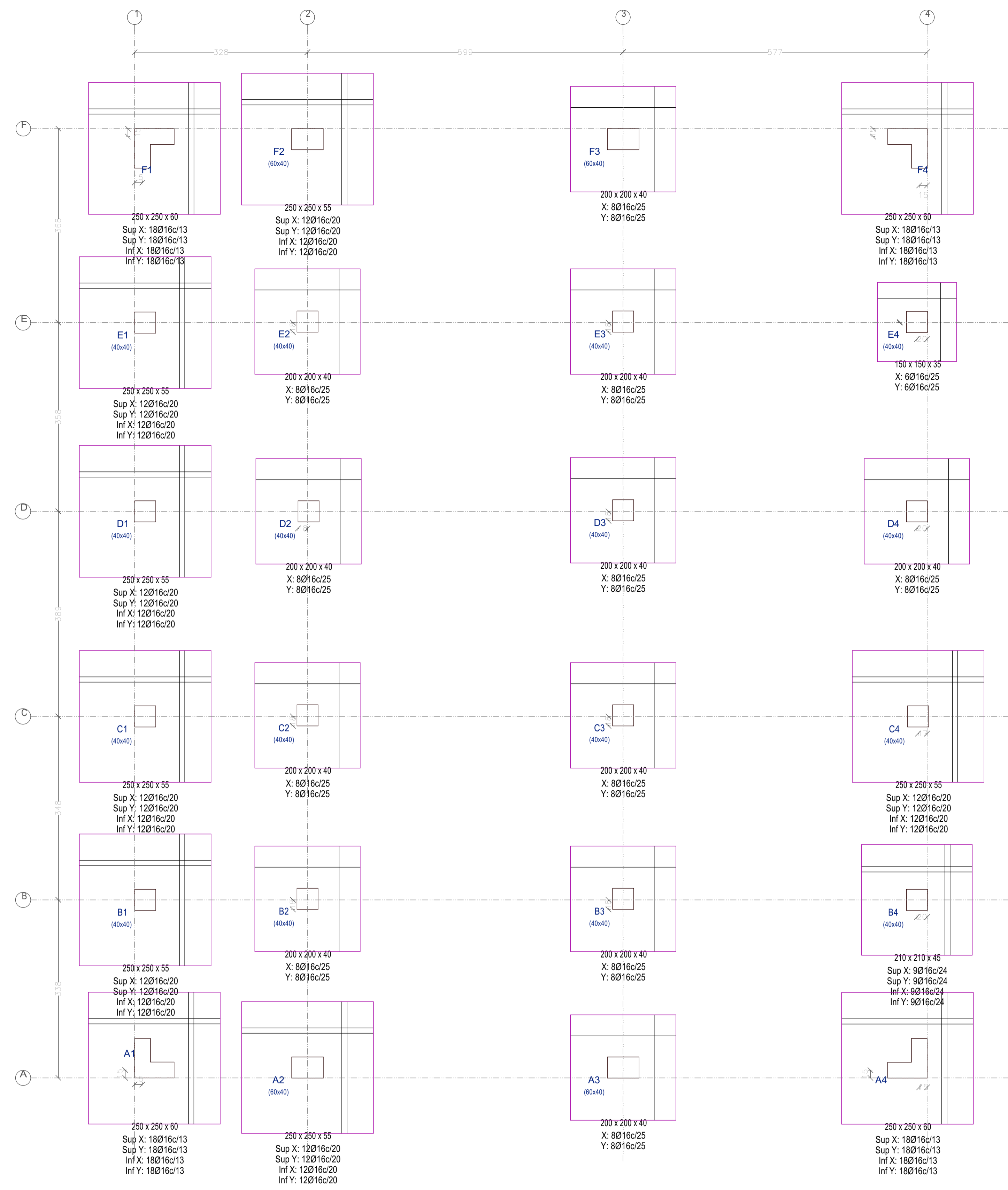
ANEXO 12 CANTIDADES DE OBRA

Cimentación	
Hormigón 180kg/cm (m3)	3.468
Hormigón 240kg/cm (m3)	39
Encofrado recto (m2)	81.6
Acero de refuerzo ϕ 16 (kg)	2160

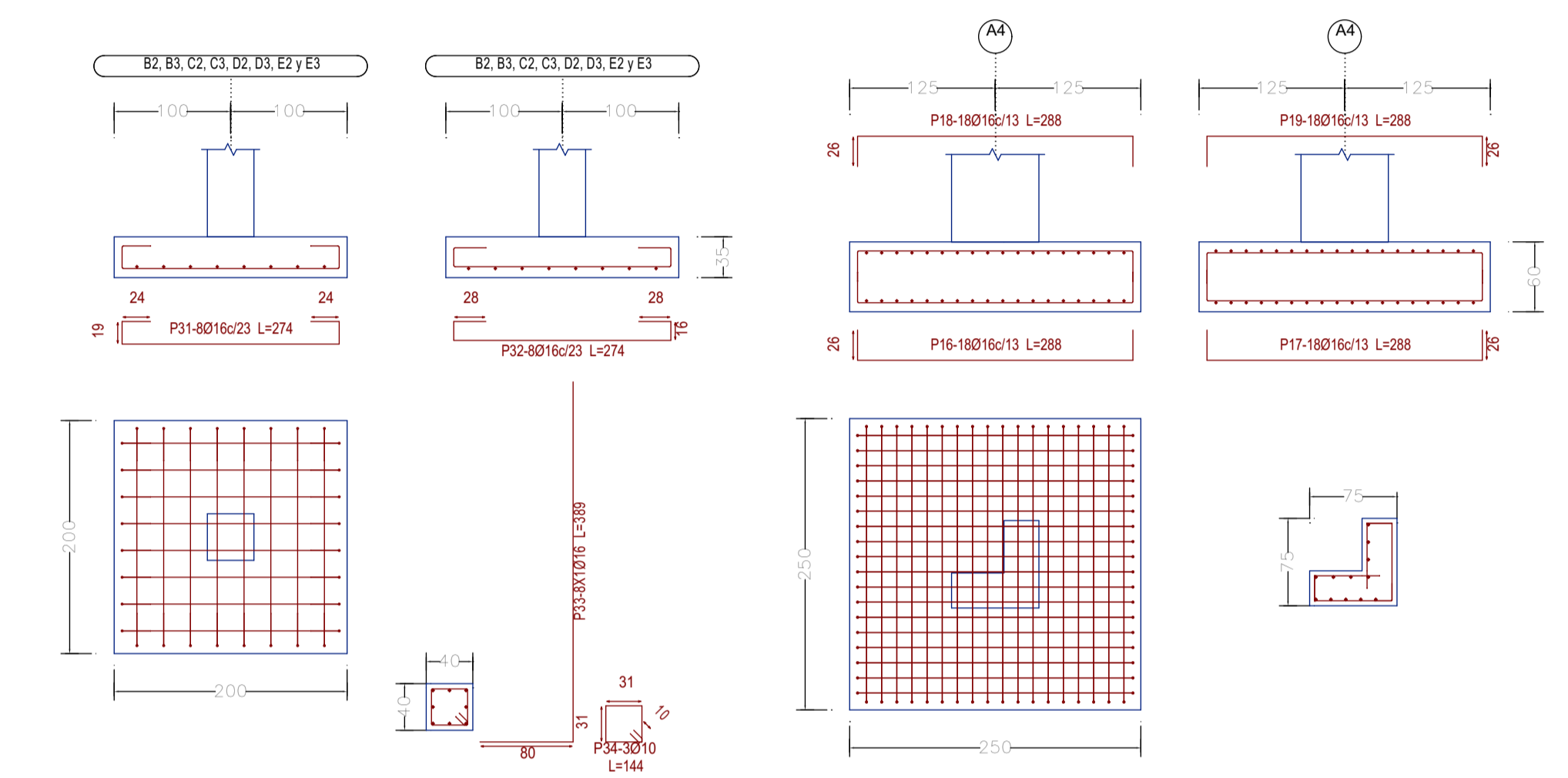
Estructura	
Acero estructural A-36 (kg)	54162
Losa Deck de 5 cm e=0.76 mm (m2)	729.04
Placas de anclaje (U)	24

Cubierta	
Acero estructural A-36 [G150x50x15x3 Doble en cajón soldado] (kg)	2538.96
Acero estructural A-36 [G125x50x15x3 Doble en cajón soldado] (kg)	369.41
Acero estructural A-36 [G125x50x15x3] (kg)	696.31
Acero estructural A-36 [G150x50x15x3] (kg)	5.5
Acero estructural A-36 [CA 300x10] (kg)	4872

Anexo 13. Planos estructurales



CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN						
Referencias	Dimensiones (cm)	Peralte (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup. X	Armado sup. Y
A1, A4, F1 y F4	250x250	60	18Ø16c/13	18Ø16c/13	18Ø16c/13	18Ø16c/13
A2, A3, B1, B4, C1, C4, D1, D4, E1, E4, F2 y F3	250x250	40	12Ø16c/20	12Ø16c/20	12Ø16c/20	12Ø16c/20
B2, B3, C2, C3, D2, D3, E2 y E3	200x200	35	8Ø16c/25	8Ø16c/25		



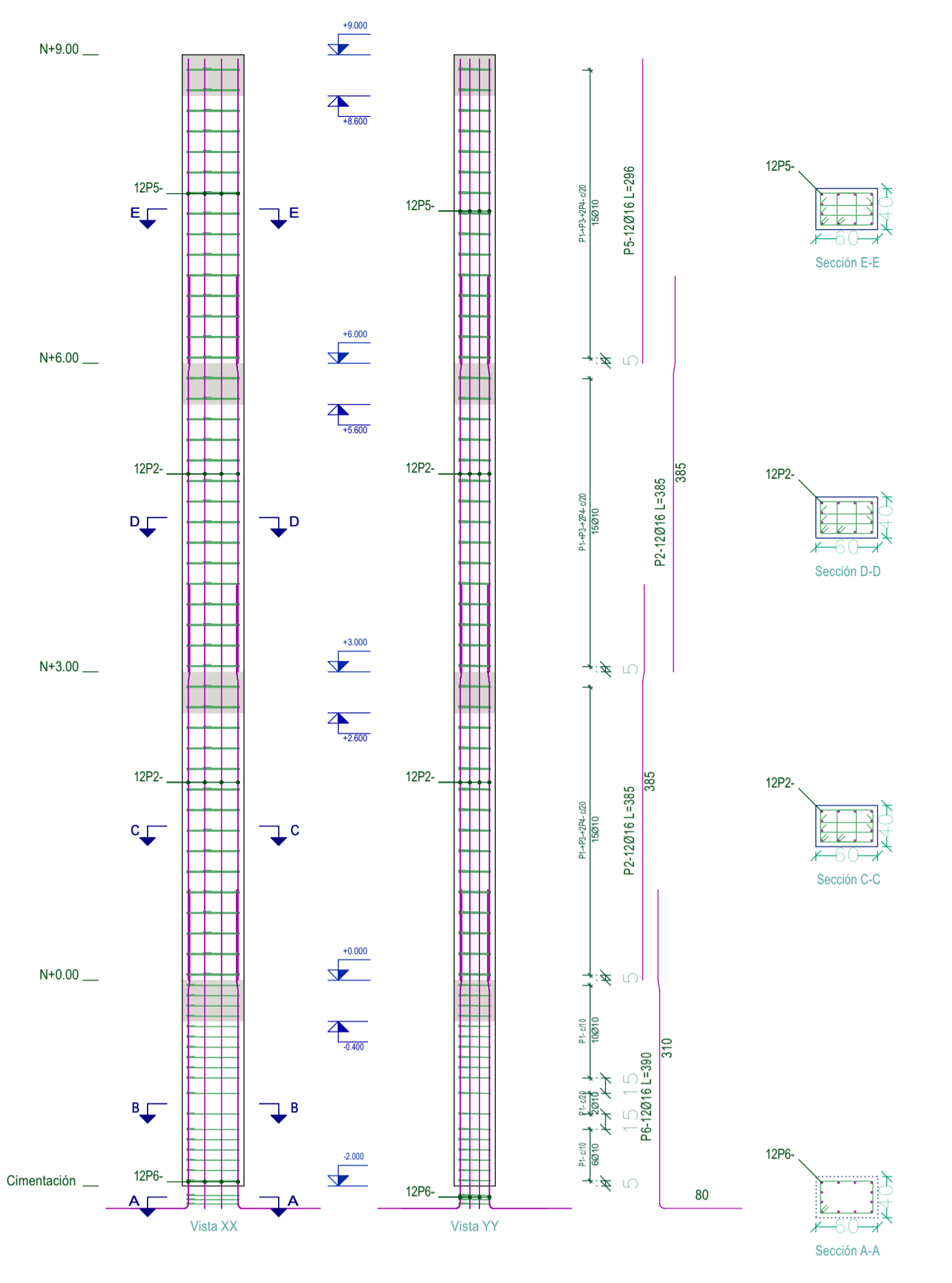
N-2.00 CIMENTOS B2,B3,C2,C3,D2,D3,E2,E3 1:50 N-2.00 CIMENTOS A1,A4,F1,F4 1:50

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Pat.	Recla.	Pat.	Long.	Total	Grado 60
A1	1	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	2	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	3	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	4	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	5	Ø16	18	80	97		177	3186	50.3
	6								
	7								
	8								
	9								
Total+10%:								284.2	417.9
A2=A3=F2=F3	10	Ø16	12		238		238	2856	45.1
	11	Ø16	12		238		238	2856	45.1
	12	Ø16	12		238		238	2856	45.1
	13	Ø16	12		238		238	2856	45.1
	14	Ø16	12	80	314		394	4728	74.6
	15	Ø10	3		164		164	552	3.4
Total+10%:								284.2	417.9
A4	16	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	17	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	18	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	19	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	20	Ø16	18	80	97		177	3186	50.3
	21								
	22								
	23								
	24								
	Total+10%:								284.2
B1=B4=C1=C4=D1 D4=E1=E4	25	Ø16	12		238		238	2856	45.1
	26	Ø16	12		238		238	2856	45.1
	27	Ø16	12		238		238	2856	45.1
	28	Ø16	12		238		238	2856	45.1
	29	Ø16	8	80	314		394	3152	49.8
	30	Ø10	3		144		144	432	2.7
Total+10%:								256.2	368.6
B2=B3=C2=C3=D2 D3=E2=E3	31	Ø16	8	24	226	24	274	2192	34.6
	32	Ø16	8	28	218	28	274	2192	34.6
	33	Ø16	8	80	309		389	3112	49.1
	34	Ø10	3		144		144	432	2.7
	Total+10%:								133.1
F1	35	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	36	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	37	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	38	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	39	Ø16	18	80	97		177	3186	50.3
	40								
	41								
	42								
	43								
	Total+10%:								284.2
F4	44	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	45	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	46	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	47	Ø16	18	26	236	26	288	5184	81.8
	48	Ø16	18	80	97		177	3186	50.3
	49								
	50								
Total+10%:								284.2	417.9
Total:								62.8	912.4

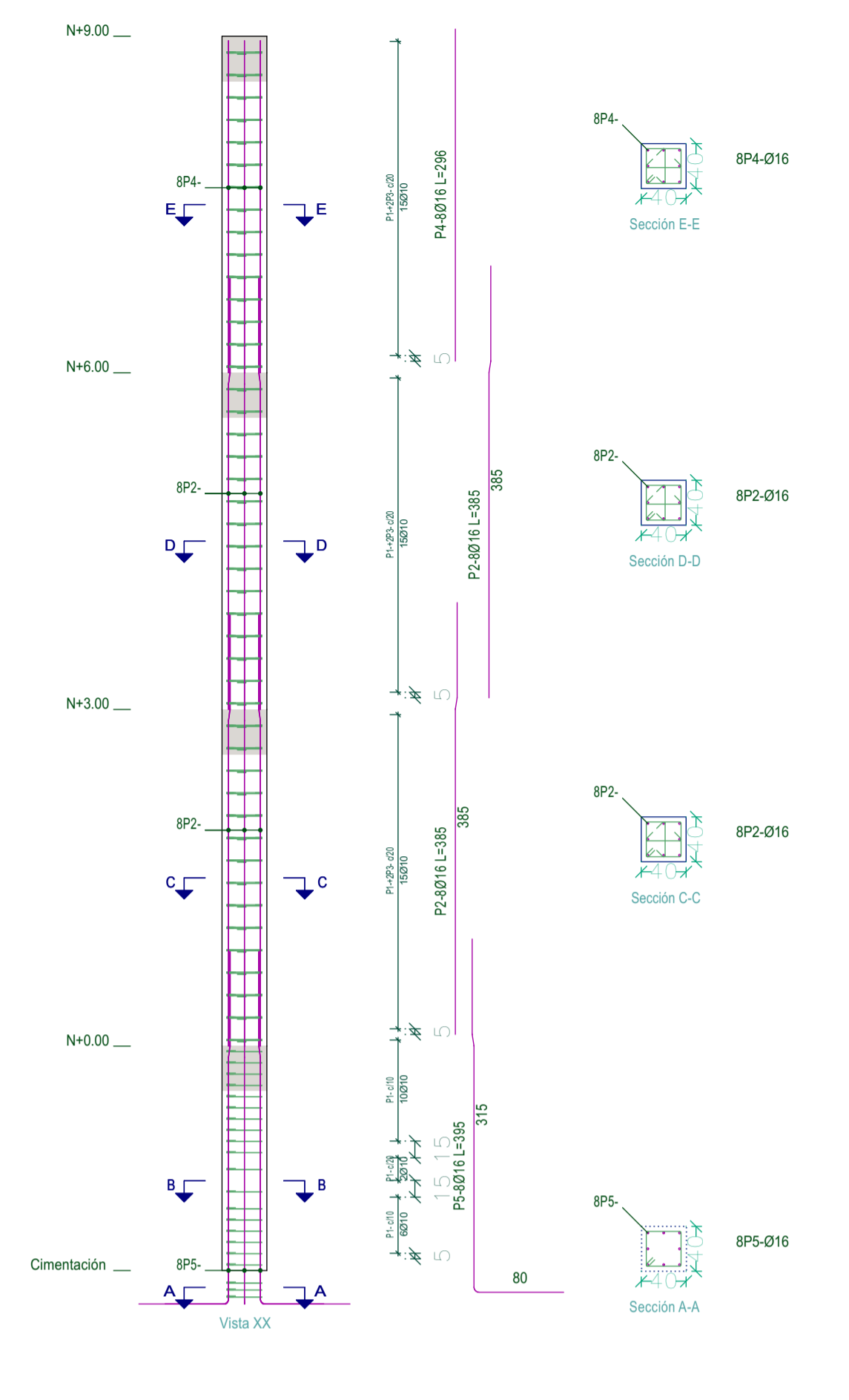
CANTIDADES DE OBRA	
Hormigón f'c=240 kg/cm2	60 m3
Encofrado	94.4 m2
Acero de refuerzo	5912.4 kg

Materiales
 Hormigón f'c= 240 kg/cm2
 Acero de refuerzo Fy= 4200 kg/cm2

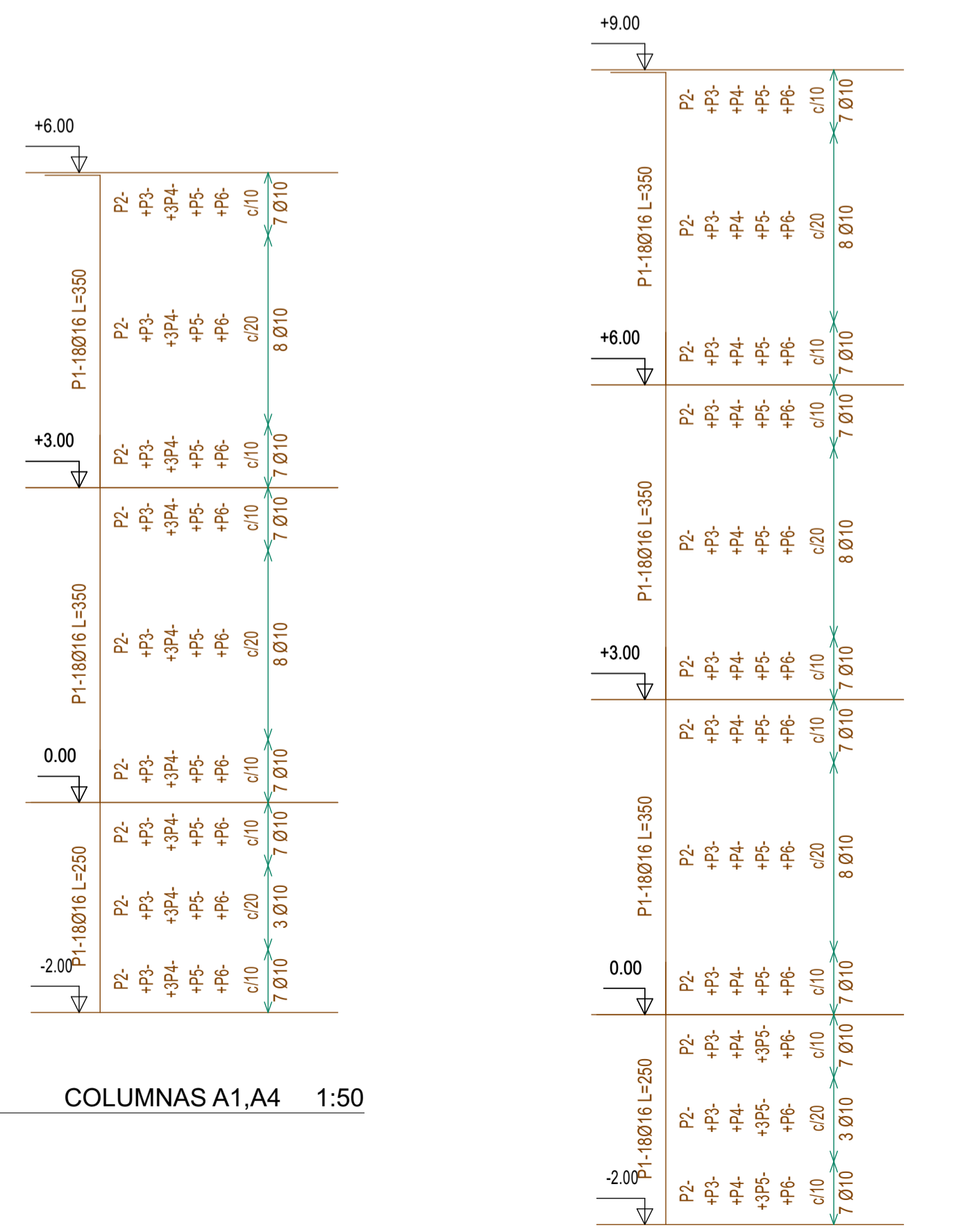
<p align="center">ESPECIFICACIONES TÉCNICAS</p> <p>NORMAS UTILIZADAS AISI s10-2016 (LRFD), ANSII/AISC 360-16 (LRFD) ACI 318-19 NEC-SE-15, AISC-2016 (LRFD) Y AWS-15</p> <p>HORMIGÓN: A) Tamaño máximo del árido para fundiciones <=30 mm B) Hormigón después de 28 días de fabricado, debe tener la resistencia a la compresión f'c= 240 kg/cm2 o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%) C) Hormigón de nivelación f'c= 180 kg/cm2 o mayor y espesor mínimo de 10 cm</p> <p>ACERO DE REFUERZO: A) Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2 o mayor B) Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y columnas) C) El primer estribo en vigas colocar a no más de 5 cm del elemento de apoyo. D) Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-19 E) Recubrimientos del refuerzo: -Losas y muros: 2.5 cm -Vigas y columnas: 4 cm -Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm</p> <p>PERFILES METÁLICOS Acero estructural perfiles metálicos de acero A-36. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520 kg/cm2 o mayor. Juntas soldadas. Deben cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipos ASTM A-36 o A-50</p>		<p align="center">UNIVERSIDAD DEL AZUAY FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL</p>	
<p>DISEÑO</p> <p align="center">EDUARDA PATRICIA CABRERA BERMEO CÓDIGO: 86436</p>		<p align="center">DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO</p>	
<p>CONTIENE:</p> <p align="center">DESPIECE CIMENTACIÓN</p>		<p align="center">REVISIÓN</p> <p align="center">ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO</p>	
<p>ESCALA:</p> <p align="center">1:50</p>		<p align="center">ABRIL 2023</p>	
<p align="center">HOJA</p>		<p align="center">1/6</p>	



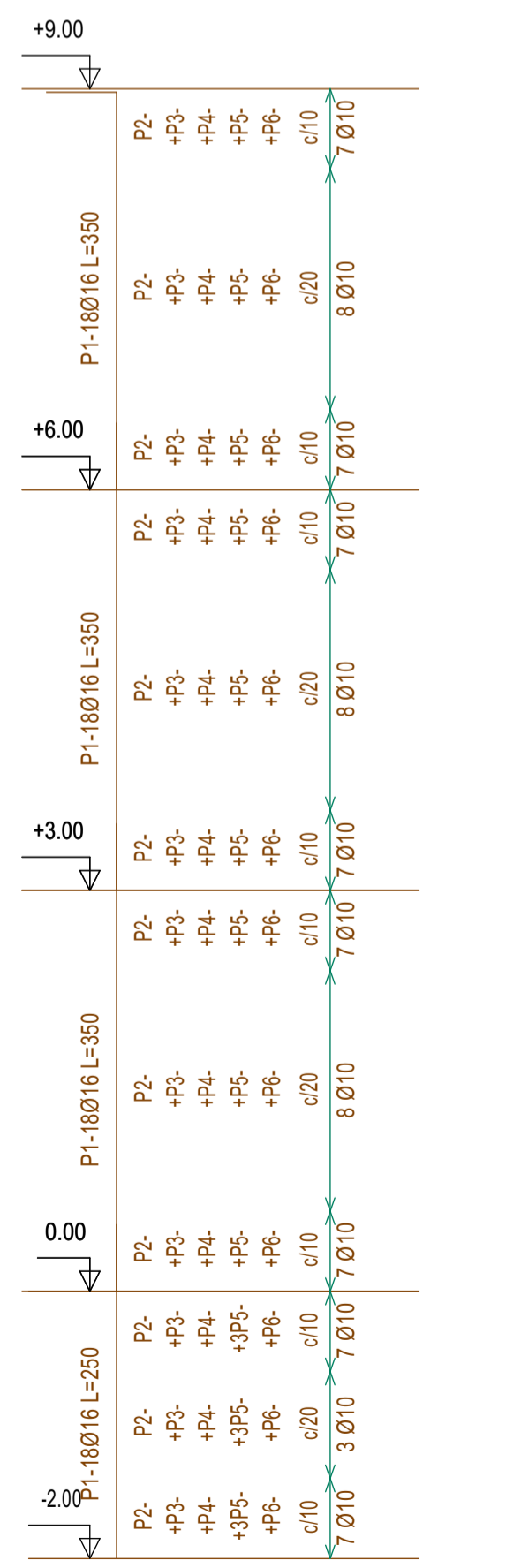
VISTA COLUMNA 60x40 cm 1:50



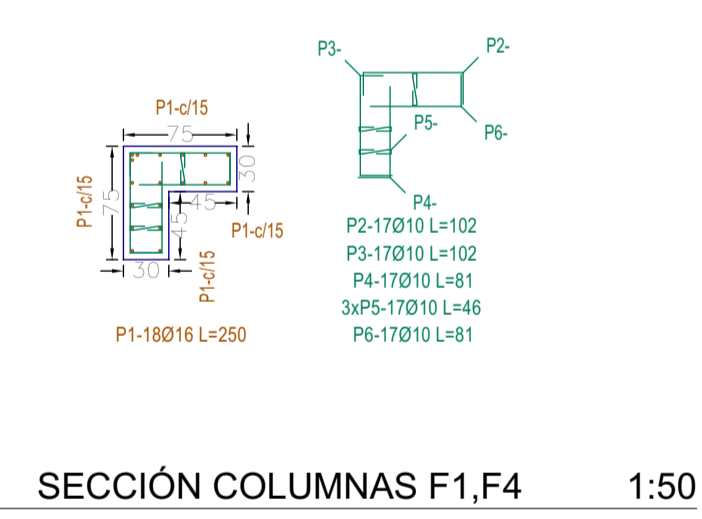
VISTA COLUMNA 40x40 cm 1:50



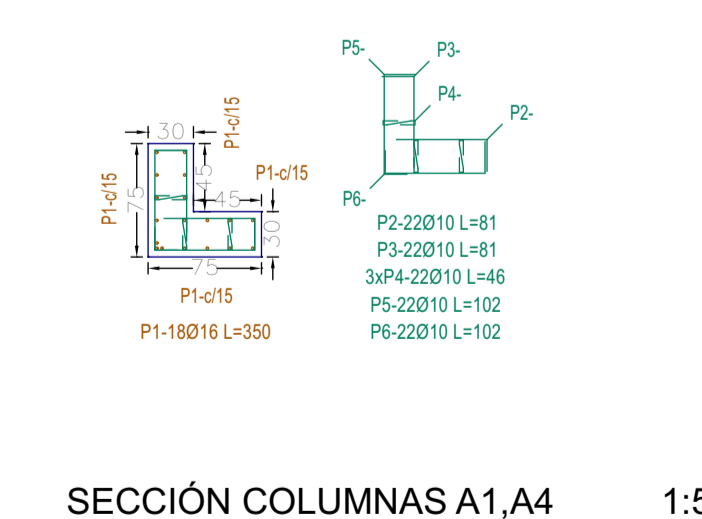
COLUMNAS A1,A4 1:50



COLUMNAS F1,F4 1:50

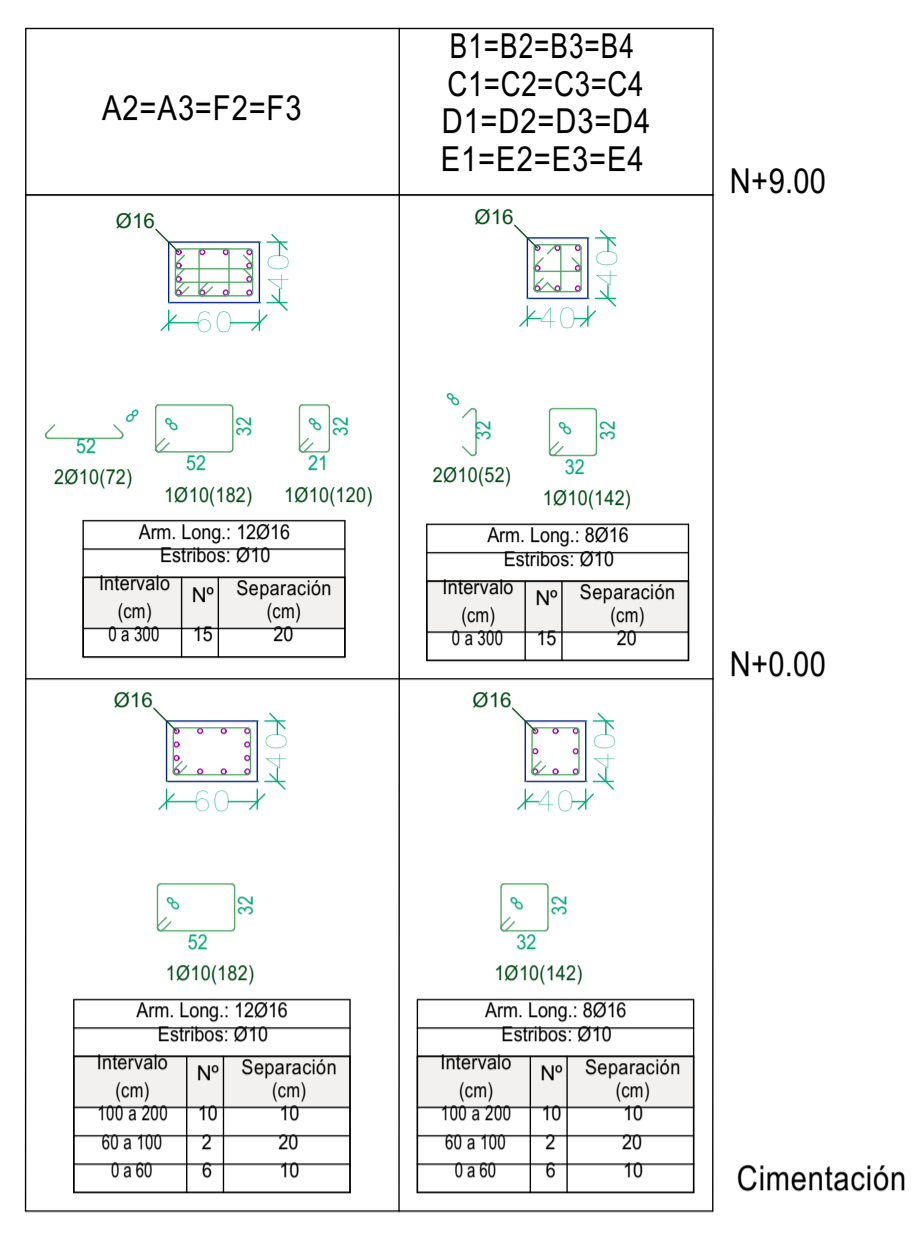


SECCIÓN COLUMNAS F1,F4 1:50

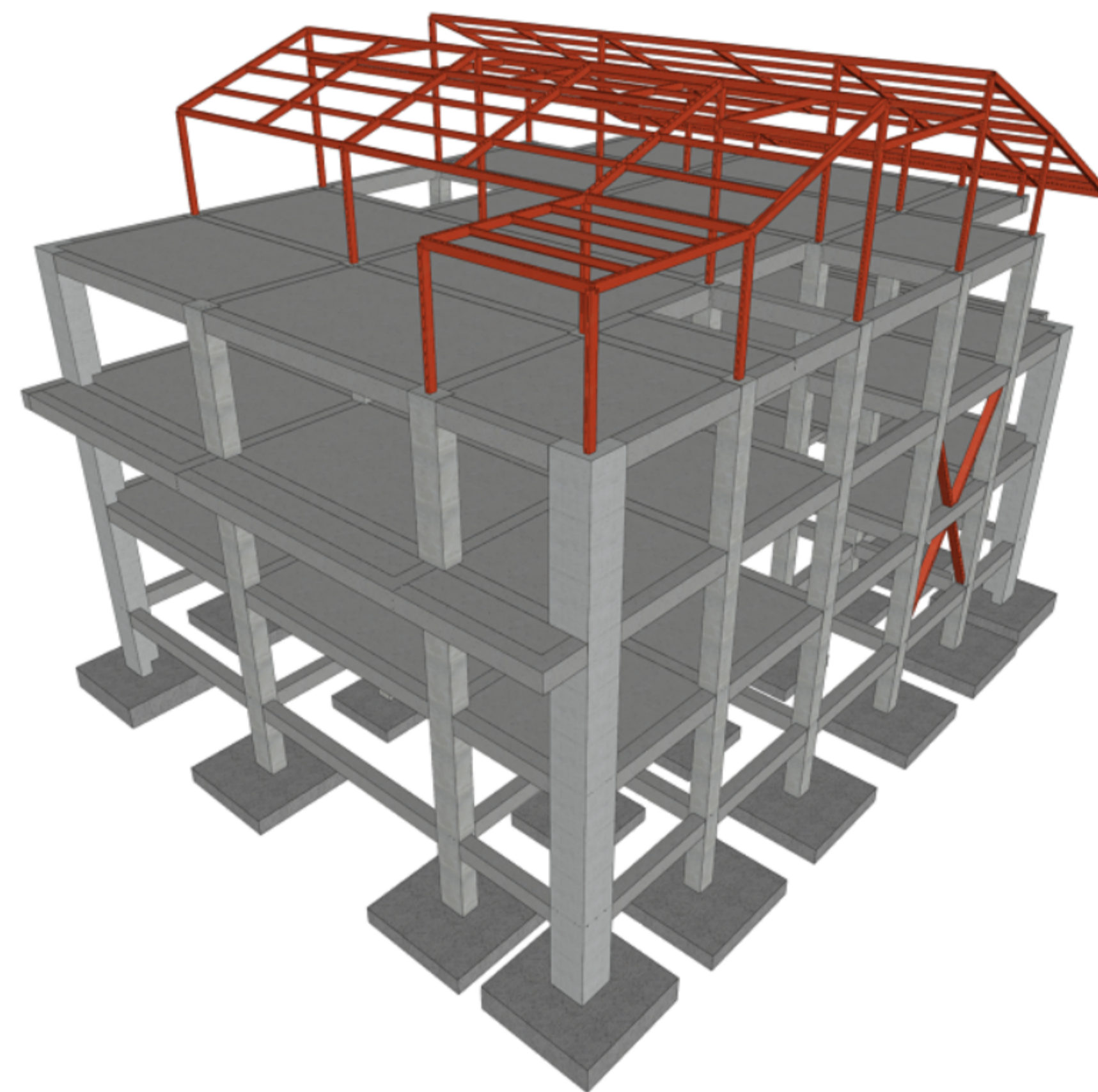


SECCIÓN COLUMNAS A1,A4 1:50

Materiales
 Hormigón f'c= 240 kg/cm2
 Acero de refuerzo Fy= 4200 kg/cm2



SECCIONES COLUMNAS 1:50



PERSPECTIVA 3D POSTERIOR

PLANILLA DE HIERROS COLUMNAS A1,A4,F1,F4

Resumen Acero	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Muros de cortante N+0.00			
Grado 60 Ø10	358.4	243	556
Ø16	180.0	313	
Resumen Acero N+3.00			
Muros de cortante			
Grado 60 Ø10	420.6	285	729
Ø16	255.5	444	
Resumen Acero N+6.00			
Muros de cortante			
Grado 60 Ø10	443.5	301	739
Ø16	252.0	438	
Resumen Acero N+9.00			
Muros de cortante			
Grado 60 Ø10	211.6	143	362
Ø16	126.0	219	

PLANILLA DE HIERROS COLUMNAS 40x40, 60x40 cm

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Grado 60 (kg)
A2	1	Ø10	66	[Diagram]	181	11946	73.6
	2	Ø16	24	[Diagram]	385	9240	145.9
	3	Ø10	45	[Diagram]	116	5220	32.2
	4	Ø10	90	[Diagram]	70	6300	38.8
	5	Ø16	12	[Diagram]	296	3552	56.1
	6	Ø16	12	[Diagram]	390	4680	73.9
Total+10%:							462.5
A3=F3	1	Ø10	66	[Diagram]	181	11946	73.6
	2	Ø16	24	[Diagram]	385	9240	145.9
	3	Ø10	45	[Diagram]	116	5220	32.2
	4	Ø10	90	[Diagram]	70	6300	38.8
	5	Ø16	12	[Diagram]	296	3552	56.1
	6	Ø16	12	[Diagram]	390	4680	74.8
Total+10%:							463.5
F2	1	Ø10	66	[Diagram]	181	11946	73.6
	2	Ø16	24	[Diagram]	385	9240	145.9
	3	Ø10	45	[Diagram]	116	5220	32.2
	4	Ø10	90	[Diagram]	70	6300	38.8
	5	Ø16	12	[Diagram]	296	3552	56.1
	6	Ø16	12	[Diagram]	415	4980	78.6
Total+10%:							467.7
B1=B2=B4=E4	1	Ø10	66	[Diagram]	141	9306	57.3
	2	Ø16	16	[Diagram]	385	6160	97.2
	3	Ø10	90	[Diagram]	50	4500	27.7
	4	Ø16	8	[Diagram]	296	2368	37.4
	5	Ø16	8	[Diagram]	390	3120	49.3
	Total+10%:						
B3=C1=C2=C3=C4 D1=D2=D3=D4=E3	1	Ø10	66	[Diagram]	141	9306	57.3
	2	Ø16	16	[Diagram]	385	6160	97.2
	3	Ø10	90	[Diagram]	50	4500	27.7
	4	Ø16	8	[Diagram]	296	2368	37.4
	5	Ø16	8	[Diagram]	395	3160	49.9
	Total+10%:						
E1=E2	1	Ø10	66	[Diagram]	141	9306	57.3
	2	Ø16	16	[Diagram]	385	6160	97.2
	3	Ø10	90	[Diagram]	50	4500	27.7
	4	Ø16	8	[Diagram]	296	2368	37.4
	5	Ø16	8	[Diagram]	415	3320	52.4
	Total+10%:						
Ø10:							2132.4
Ø16:							4471.5
Total:							6603.9

CANTIDADES TOTALES DE OBRA		
Hormigón f'c=240 kg/cm2 (columnas)	62.64	m3
Hormigón f'c=240 kg/cm2 (vigas)	80.98	m3
Hormigón f'c=240 kg/cm2 (losas)	63.04	m3
Encofrado columnas	429.84	m2
Encofrado vigas	343.63	m2
Casetones 40x40x15 cm	3067	u
Acero de refuerzo columnas	8989.9	kg
Acero de refuerzo vigas	8458.5	kg
Acero de refuerzo losas	4826	kg

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s10-2016 (LRFD), ANSII/AISC 360-16 (LRFD) ACI 318-19
 NEC-SE-15, AISC-2016 (LRFD) Y AWS-15

HORMIGÓN:
 A) Tamaño máximo del árido para fundiciones <=30 mm
 B) Hormigón después de 28 días de fabricado, debe tener la resistencia a la compresión f'c= 240 kg/cm2 o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizada con aditivos al 100%)
 C) Hormigón de nivelación f'c= 180 kg/cm2 o mayor y espesor mínimo de 10 cm

ACERO DE REFUERZO:
 A) Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2 o mayor
 B) Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y columnas)
 C) El primer estribo en vigas colocar a no más de 5 cm del elemento de apoyo.
 D) Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-19
 E) Recubrimientos del refuerzo:
 -Losas y muros: 2.5 cm
 -Vigas y columnas: 4 cm
 -Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural perfiles metálicos de acero A-36. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520 kg/cm2 o mayor.
 Juntas soldadas. Deben cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipos ASTM A-36 o A-50

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO

EDUARDA PATRICIA CABRERA BERMEO
 CÓDIGO: 86436

ISMAEL JOSUE CASTRO RIQUETTI
 CÓDIGO: 86740

CONTIENE: SECCIONES Y DESPIECE DE COLUMNAS, PERSPECTIVA 3D, CANTIDADES TOTALES DE OBRA

ESCALA: 1:50

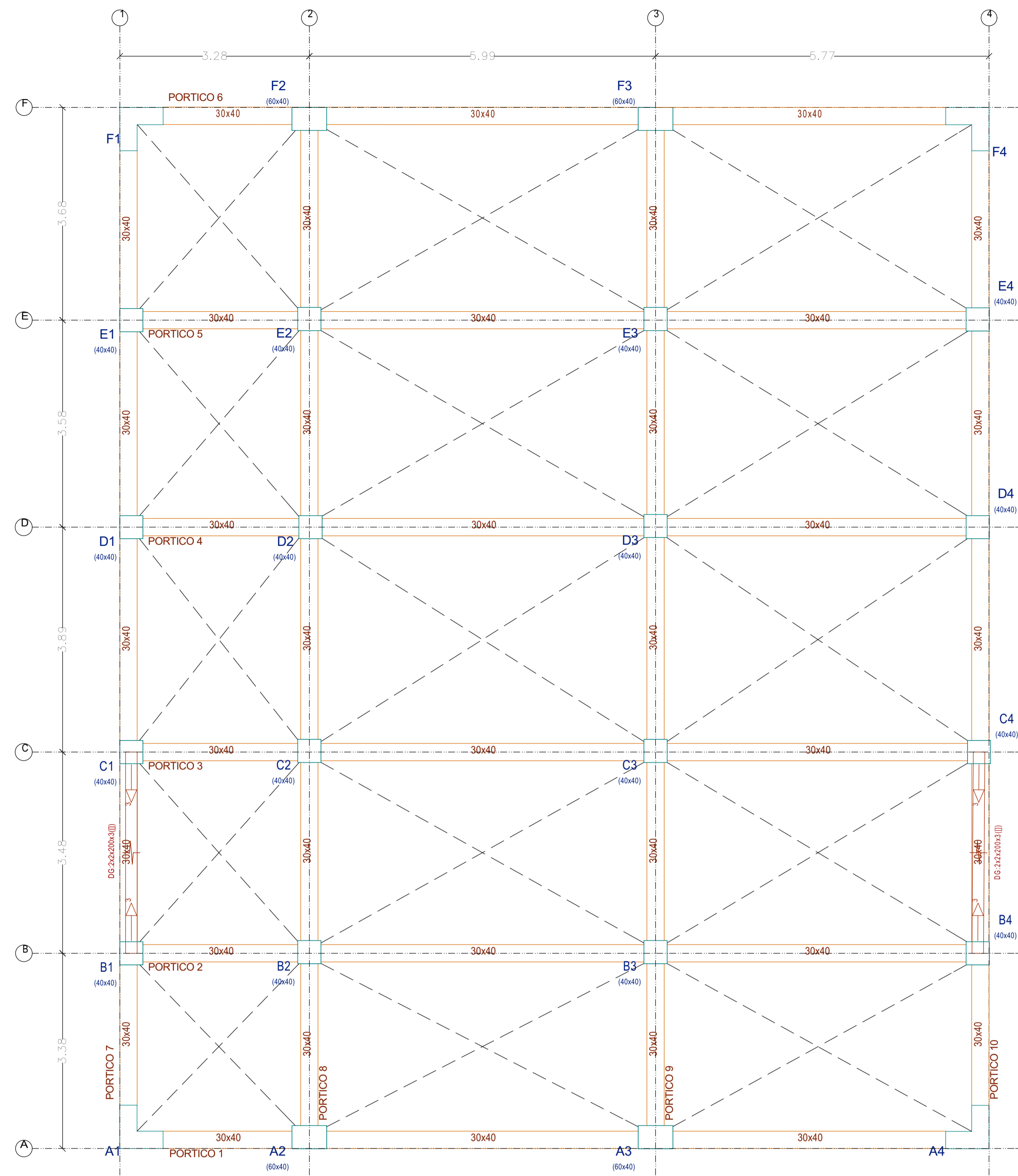
DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO

REVISIÓN

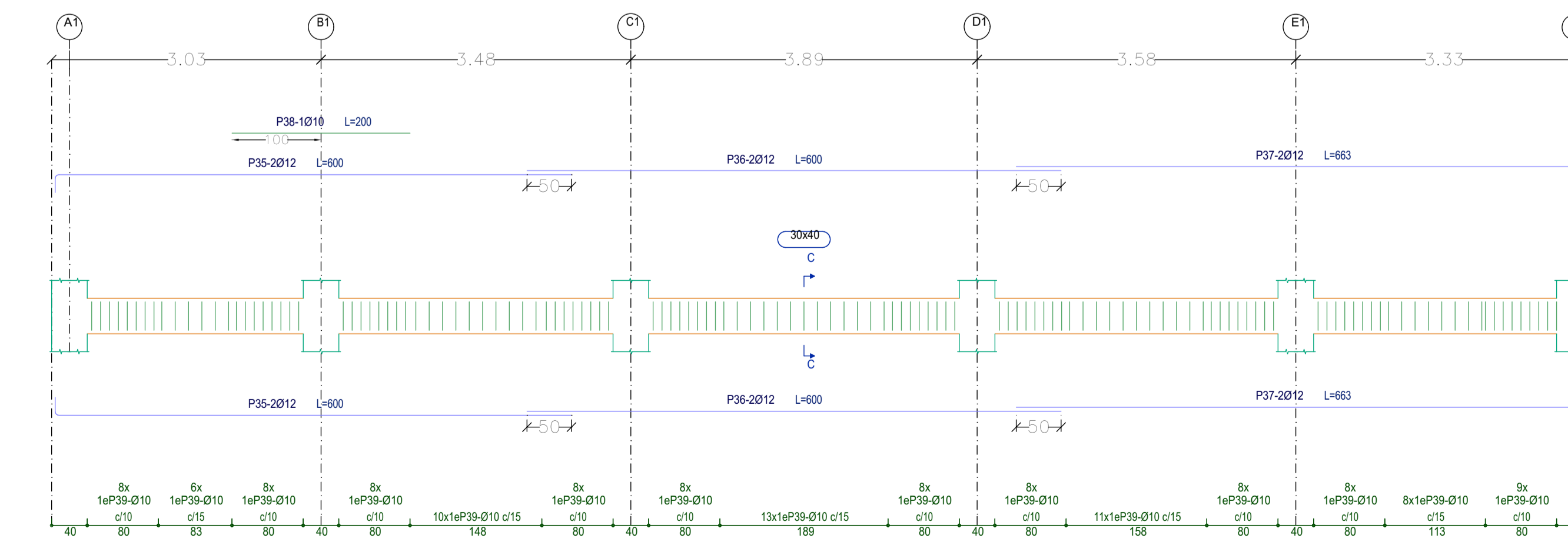
ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

ABRIL 2023

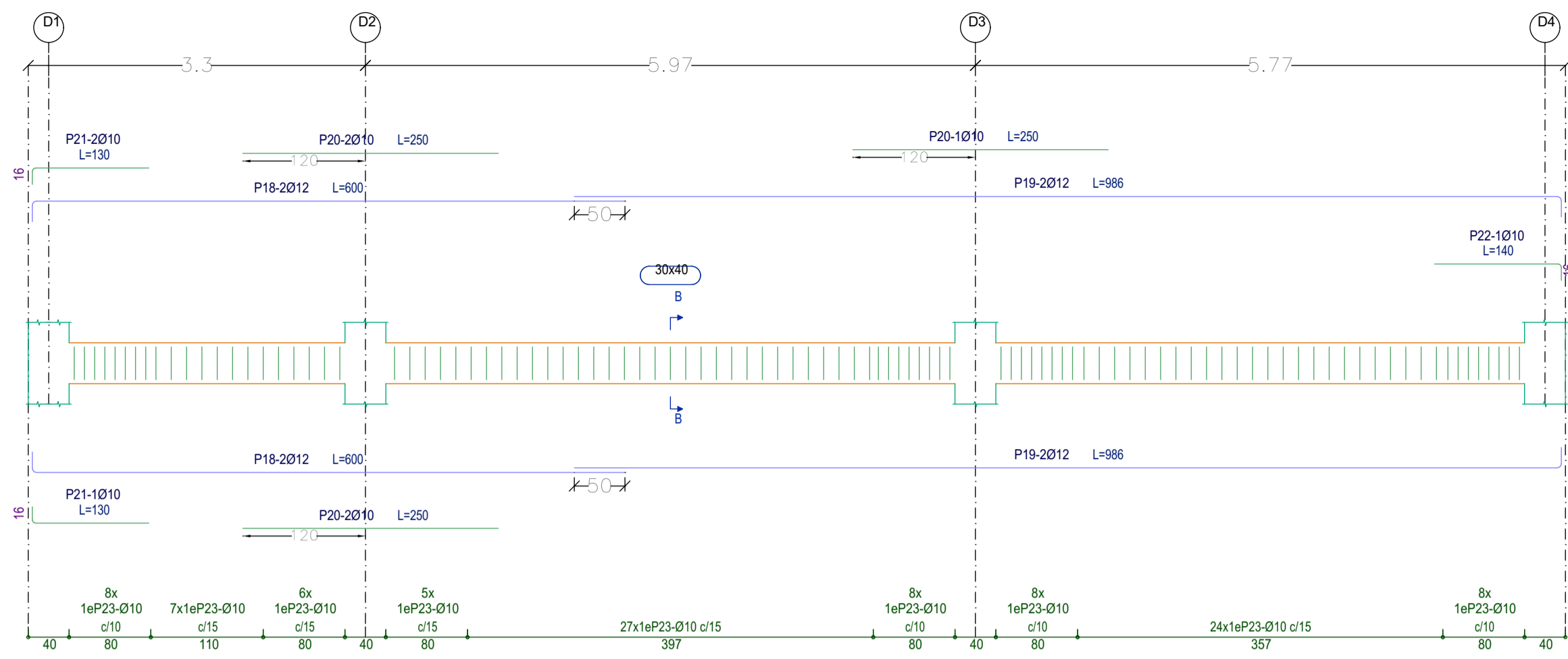
HOJA 2/6



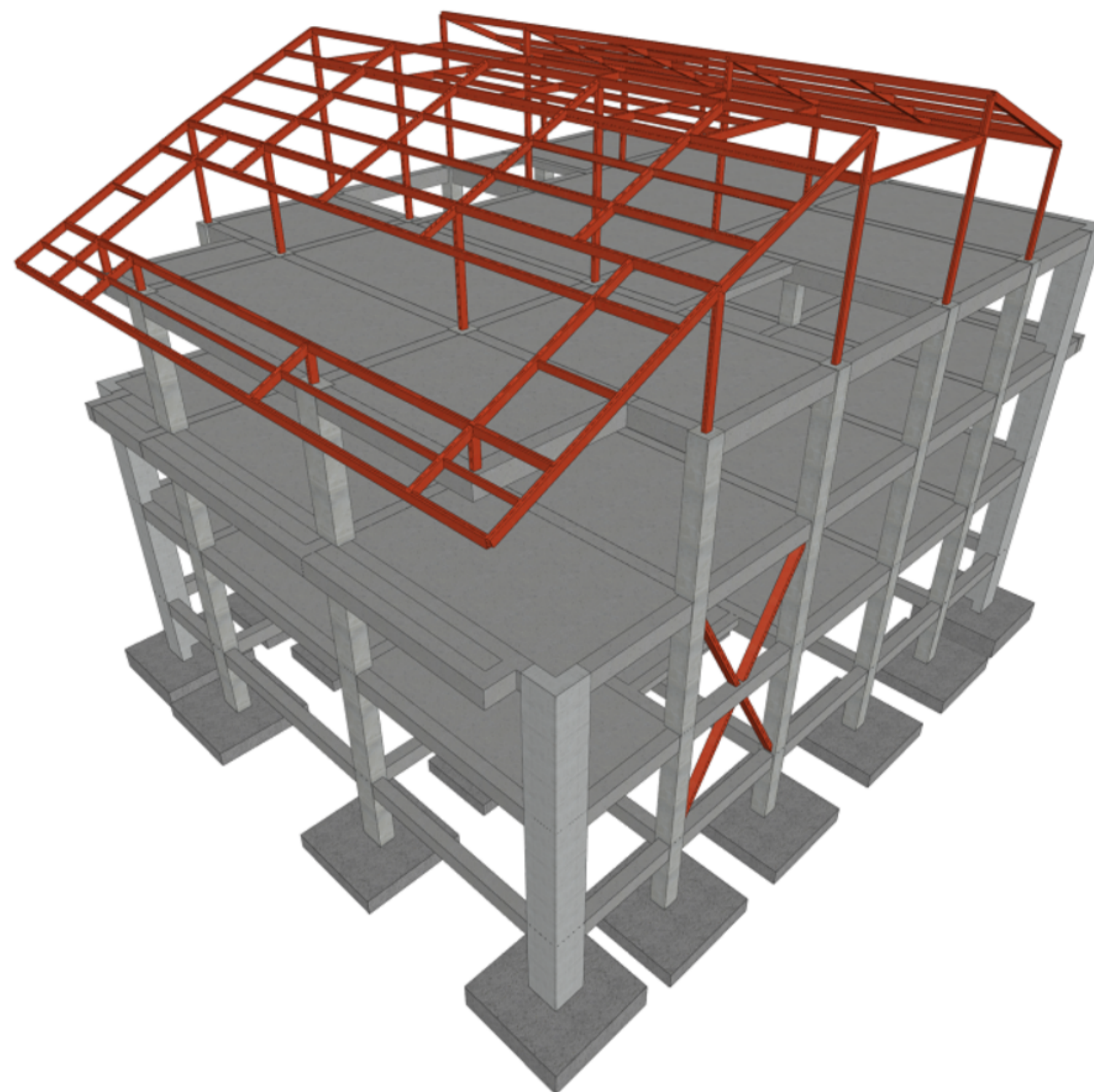
N+0.00 **REPLANTEO PLANTA BAJA** 1:50



N+0.00 **PÓRTICOS 7,8,9,10** 1:50



N+0.00 **PÓRTICOS 1,2,3,4,5,6** 1:50

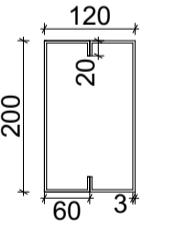


PERSPECTIVA 3D

PLANILLA DE HIERROS VIGAS N+0.00

Elemento	Pos.	Diam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Grado 60 (kg)
PORTICO 1							
1	Ø12	4		300	600	2400	21.3
2	Ø12	4		300	916	3664	32.5
3	Ø10	5		250	250	1250	7.7
4	Ø10	1		124	124	124	0.8
5	Ø10	98		124	12152	12152	74.9
Total+10%:							150.9
PORTICO 2							
6	Ø12	4		300	600	2400	21.3
7	Ø12	4		300	988	3944	35.0
8	Ø10	5		250	250	1250	7.7
9	Ø10	3		124	124	372	2.4
10	Ø10	1		124	124	124	0.9
11	Ø10	104		124	12896	12896	79.5
Total+10%:							161.5
PORTICO 3							
12	Ø12	4		300	600	2400	21.3
13	Ø12	4		300	989	3956	35.1
14	Ø10	5		250	250	1250	7.7
15	Ø10	3		124	124	372	2.4
16	Ø10	1		124	124	124	0.9
17	Ø10	106		124	13144	13144	81.0
Total+10%:							163.2
PORTICO 4							
18	Ø12	4		300	600	2400	21.3
19	Ø12	4		300	988	3944	35.0
20	Ø10	5		250	250	1250	7.7
21	Ø10	3		124	124	372	2.4
22	Ø10	1		124	124	124	0.9
23	Ø10	101		124	12524	12524	77.2
Total+10%:							159.0
PORTICO 5							
24	Ø12	4		300	600	2400	21.3
25	Ø12	4		300	988	3944	35.0
26	Ø10	5		250	250	1250	7.7
27	Ø10	3		124	124	372	2.4
28	Ø10	1		124	124	124	0.9
29	Ø10	107		124	13268	13268	81.8
Total+10%:							164.0
PORTICO 6							
30	Ø12	4		300	600	2400	21.3
31	Ø12	4		300	916	3664	32.5
32	Ø10	5		250	250	1250	7.7
33	Ø10	1		124	124	124	0.8
34	Ø10	100		124	12400	12400	76.4
Total+10%:							152.6
PORTICO 7							
35	Ø12	4		300	600	2400	21.3
36	Ø12	4		300	600	2400	21.3
37	Ø12	4		300	663	2652	23.5
38	Ø10	1		200	200	200	1.2
39	Ø10	129		124	15996	15996	98.6
Total+10%:							162.5
PORTICO 8							
40	Ø12	4		300	600	2400	21.3
41	Ø12	4		300	600	2400	21.3
42	Ø12	4		300	733	2932	26.0
43	Ø10	1		200	200	200	1.2
44	Ø10	129		124	15996	15996	98.6
Total+10%:							162.5
PORTICO 9							
45	Ø12	4		300	600	2400	21.3
46	Ø12	4		300	600	2400	21.3
47	Ø12	4		300	733	2932	26.0
48	Ø10	1		200	200	200	1.2
49	Ø10	2		150	300	300	1.8
50	Ø10	128		124	15872	15872	97.8
Total+10%:							166.3
PORTICO 10							
51	Ø12	4		300	600	2400	21.3
52	Ø12	4		300	600	2400	21.3
53	Ø12	4		300	663	2652	23.5
54	Ø10	1		200	200	200	1.2
55	Ø10	129		124	15996	15996	98.6
Total+10%:							162.5
Ø10:							1025.2
Ø12:							662.5
Total:							1687.7

DIAGONAL DE ARRIOSTRAMIENTO N+0.00 A N+6.00
Doble G
200x60x20x3 mm



DETALLE PERFIL RIOSTRAS METÁLICAS 1:10

<p>UNIVERSIDAD DEL AZUAY FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL</p>	
<p>DISEÑO</p> <p>EDUARDA PATRICIA CABRERA BERMEO CÓDIGO: 86436</p>	<p>DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO</p>
<p>CONTIENE</p> <p>REPLANTEO PLANTA BAJA, ARMADO DE VIGAS, PLANILLA DE HIERROS N+0.00, PERSPECTIVA 3D, DETALLE PERFIL DE ARRIOSTRAMIENTO</p>	<p>REVISIÓN</p> <p>ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO</p>
<p>ESCALA:</p> <p>1:50</p>	<p>ABRIL 2023</p> <p>HOJA 3/6</p>

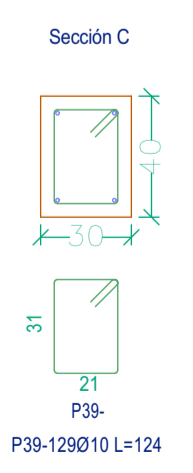
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
AISI s10-2016 (LRFD), ANSIAISC 360-16 (LRFD) ACI 318-19
NEC-SE-15, AISC-2016 (LRFD) Y AWS-15

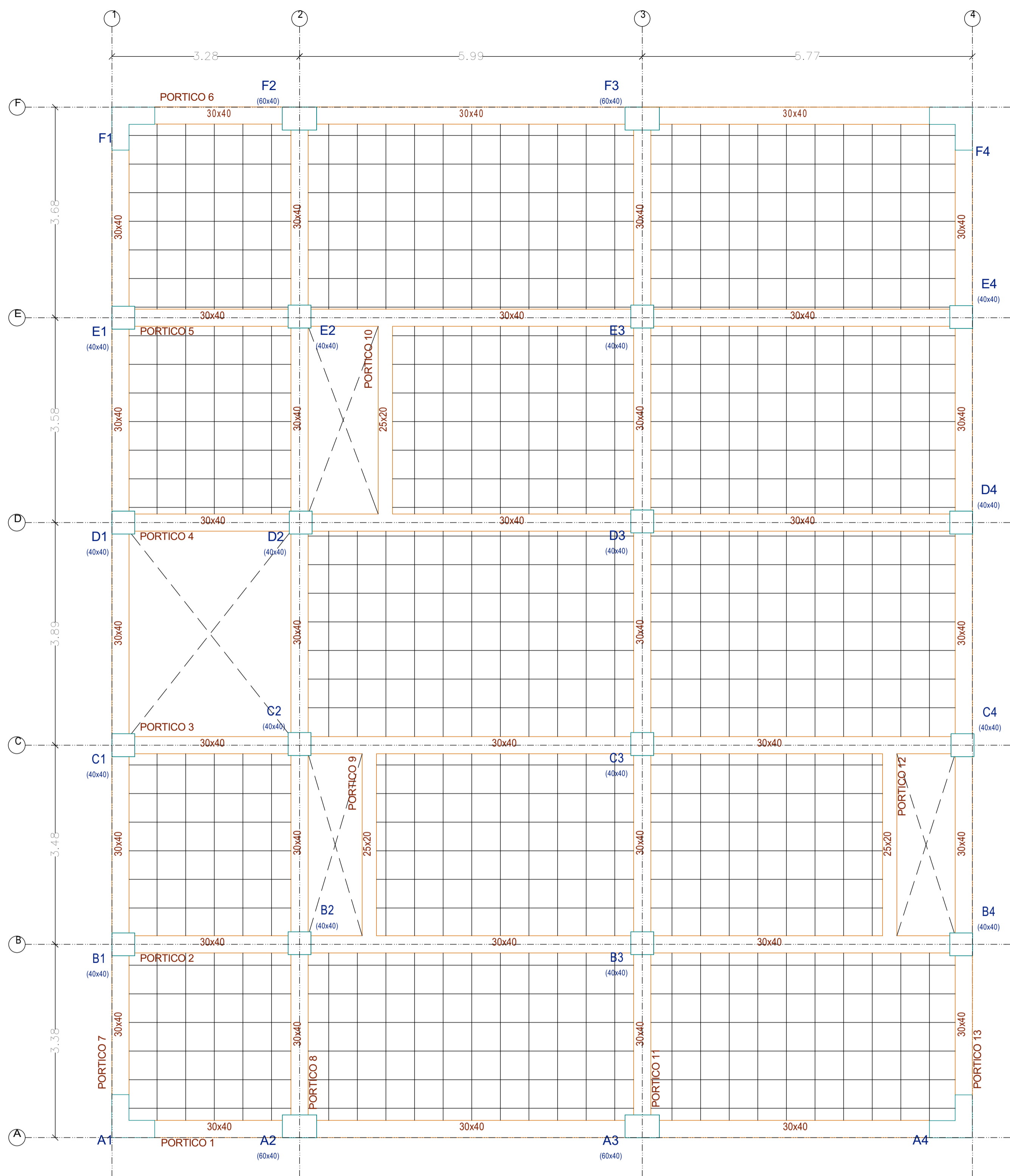
HORMIGÓN:
A) Tamaño máximo del árido para fundiciones <=30 mm
B) Hormigón después de 28 días de fabricación, debe tener la resistencia a la compresión f'c= 240 kg/cm2 o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizada con aditivos al 100%)
C) Hormigón de nivelación f'c= 180 kg/cm2 o mayor y espesor mínimo de 10 cm

ACERO DE REFUERZO:
A) Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2 o mayor
B) Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y columnas)
C) El primer estribo en vigas colocar a no más de 5 cm del elemento de apoyo.
D) Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-19
E) Recubrimientos del refuerzo:
- Losas y muros: 2.5 cm
- Vigas y columnas: 4 cm
- Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

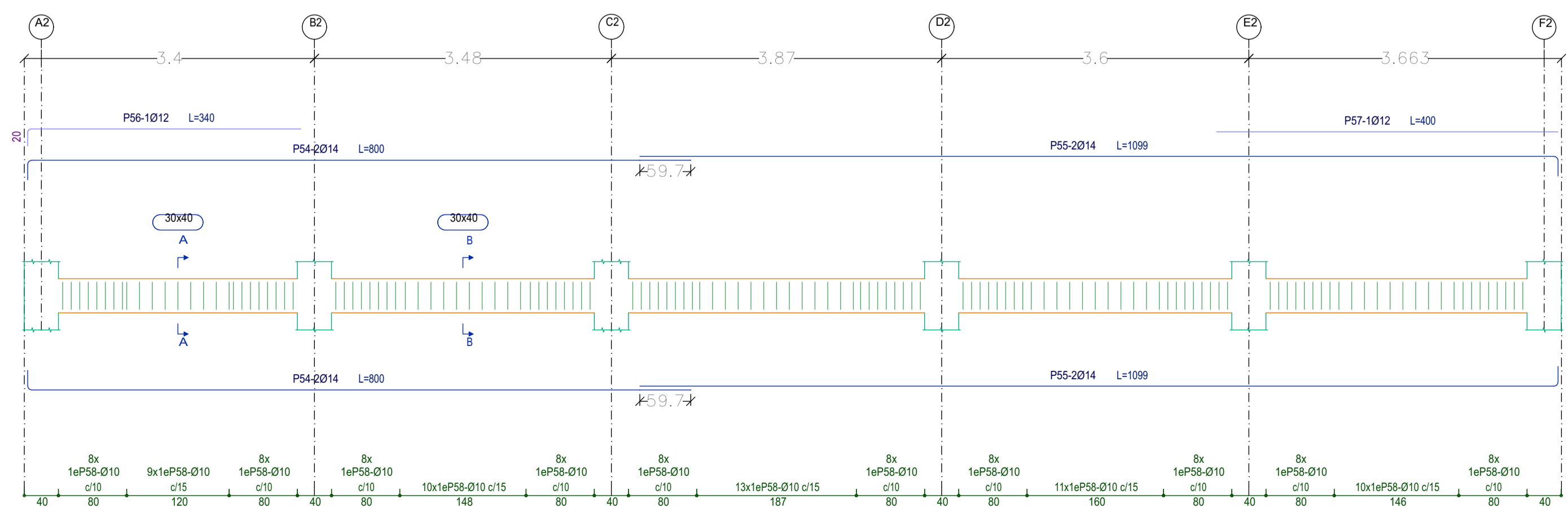
PERFILES METÁLICOS
Acero estructural perfiles metálicos de acero A-36. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520 kg/cm2 o mayor.
Juntas soldadas. Deben cumplir con las especificaciones del código AWS. Para acero tipos ASTM A-36 o A-50



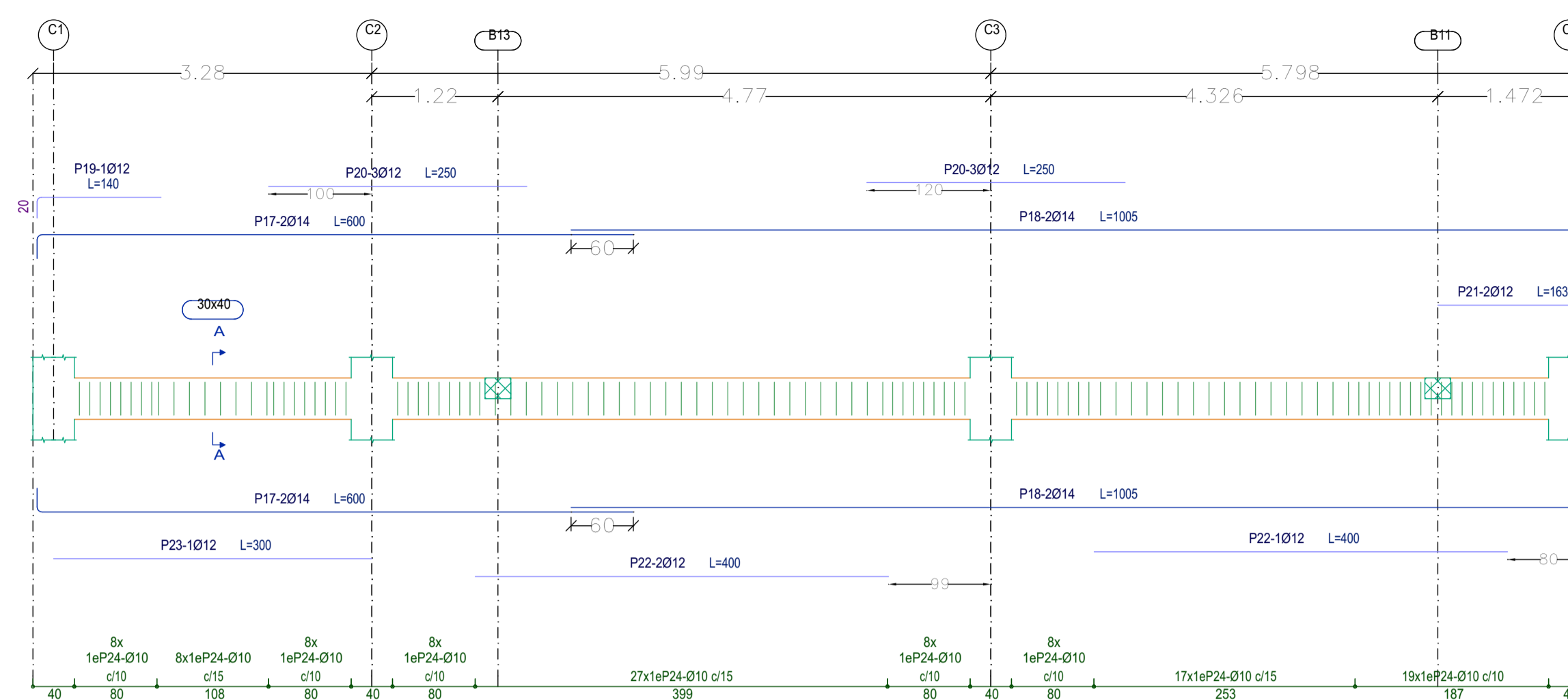
1:50



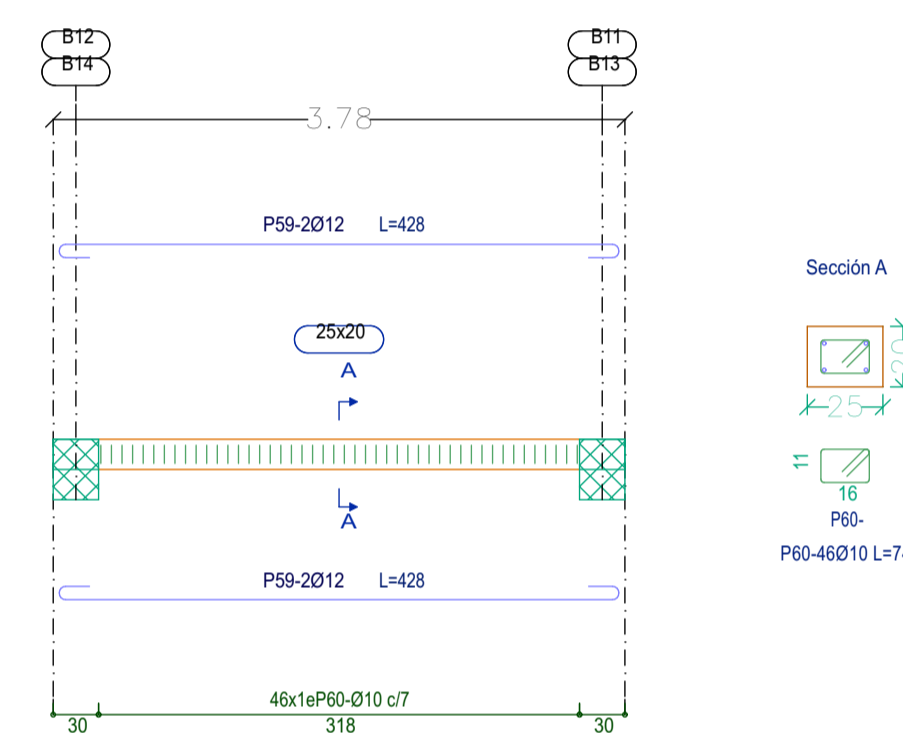
N+3.00 REPLANTEO PRIMERA PLANTA ALTA 1:50



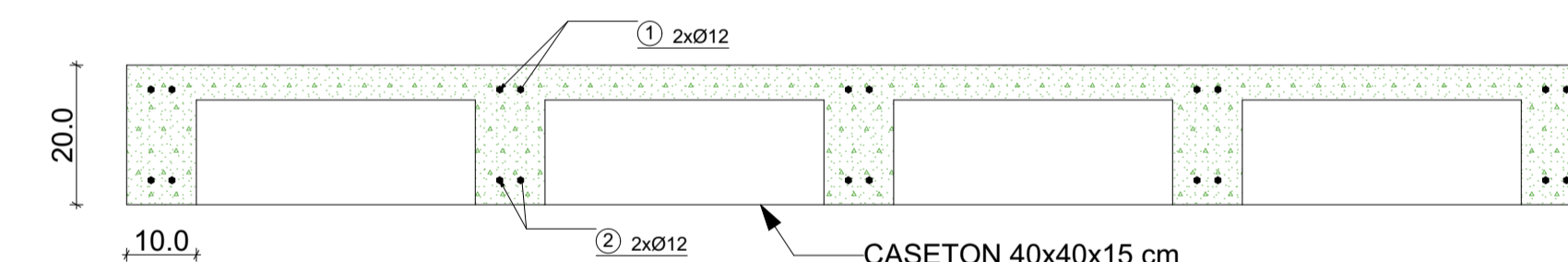
N+3.00 PÓRTICOS 7,8,11,12 1:50



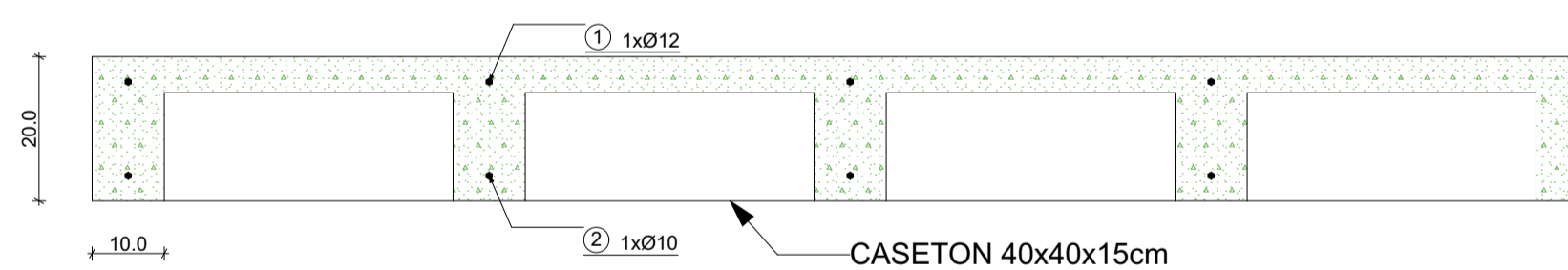
N+3.00 PÓRTICOS 1,2,3,4,5,6 1:50



N+3.00 PÓRTICOS 9,10,12 1:50



DETALLE ARMADO LOSA NERVADA LONGITUDINAL 1:10



DETALLE ARMADO LOSA NERVADA TRANSVERSAL 1:10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s10-2016 (LRFD), ANSIAIASC 360-16 (LRFD) ACI 318-19
 NEC-SE-15, AISC-2016 (LRFD) Y AWS-15

HORMIGÓN:
 A) Tamaño máximo del árido para fundiciones <=30 mm
 B) Hormigón después de 28 días de fabricado, debe tener la resistencia a la compresión $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizada con aditivos al 100%)
 C) Hormigón de nivelación $f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ o mayor y espesor mínimo de 10 cm

ACERO DE REFUERZO:
 A) Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B) Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y columnas)
 C) El primer estribo en vigas colocar a no más de 5 cm del elemento de apoyo.
 D) Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-19
 E) Recubrimientos del refuerzo:
 -Losas y muros: 2,5 cm
 -Vigas y columnas: 4 cm
 -Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS

Acero estructural perfiles metálicos de acero A-36. La resistencia a la fluencia debe ser $F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor.
 Juntas soldadas. Deben cumplir con las especificaciones del código AWS. Para acero tipos ASTM A-36 o A-50



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

DESIGNO

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
 FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

EDUARDA PATRICIA CABRERA BERMEO
 CÓDIGO: 86436

ISMAEL JOSUE CASTRO RIQUETTI
 CÓDIGO: 86740

CONTIENE: REPLANTEO Y ARMADO DE VIGAS Y LOSA PRIMERA PLANTA ALTA N+3.00

ESCALA: 1:50 1:10

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Grado 60 (kg)
PORTICO 1							
1	Ø14	2		377	600	1200	14.5
2	Ø14	2		300	932	1864	22.5
3	Ø14	2		777	800	1600	19.3
4	Ø14	2		732	732	1464	17.7
5	Ø12	2		240	240	480	4.3
6	Ø12	2		140	140	280	2.5
7	Ø12	1		250	250	250	2.2
8	Ø10	100			124	12400	76.4
Total+10%							175.3
PORTICO 2							
9	Ø14	4		377	600	2400	29.0
10	Ø14	4		300	1002	4008	48.8
11	Ø12	1		140	140	140	1.2
12	Ø12	1		250	250	250	2.2
13	Ø12	2		163	163	326	2.9
14	Ø12	3		400	400	1200	10.7
15	Ø12	1		308	308	308	2.7
16	Ø10	107			124	13268	81.8
Total+10%							209.0
PORTICO 3							
17	Ø14	4		377	600	2400	29.0
18	Ø14	4		300	1002	4020	48.8
19	Ø12	1		140	140	140	1.2
20	Ø12	1		250	250	250	2.2
21	Ø12	2		163	163	326	2.9
22	Ø12	3		400	400	1200	10.7
23	Ø12	1		308	308	308	2.7
24	Ø10	111			124	13764	84.8
Total+10%							212.5
PORTICO 4							
25	Ø14	2		377	600	1200	14.5
26	Ø14	2		300	1002	2004	24.2
27	Ø14	2		777	596	1192	14.4
28	Ø14	2		732	1008	2016	24.3
29	Ø12	1		140	140	140	1.2
30	Ø12	7		250	250	1750	15.5
31	Ø12	2		150	150	300	2.7
32	Ø12	3		400	400	1200	10.7
33	Ø10	111			124	13764	84.8
Total+10%							211.5
PORTICO 5							
34	Ø14	2		377	600	1200	14.5
35	Ø14	2		300	1002	2004	24.2
36	Ø14	2		777	596	1192	14.4
37	Ø14	2		732	1008	2016	24.3
38	Ø12	1		140	140	140	1.2
39	Ø12	7		250	250	1750	15.5
40	Ø12	2		150	150	300	2.7
41	Ø12	3		400	400	1200	10.7
42	Ø10	111			124	13764	84.8
Total+10%							211.5
PORTICO 6							
43	Ø14	2		377	600	1200	14.5
44	Ø14	2		300	932	1864	22.5
45	Ø14	2		777	800	1600	19.3
46	Ø14	2		732	732	1464	17.7
47	Ø12	1		250	250	250	2.2
48	Ø12	2		250	250	500	4.4
49	Ø12	2		140	140	280	2.5
50	Ø10	100			124	12400	76.4
Total+10%							175.8
PORTICO 7							
51	Ø14	4		377	600	2400	29.0
52	Ø14	4		300	1029	4116	49.7
53	Ø10	128			124	15872	97.8
Total+10%							204.8
PORTICO 8							
54	Ø14	4		377	600	2400	29.0
55	Ø14	4		300	1099	4396	53.1
56	Ø12	1		340	340	340	3.0
57	Ø12	1		400	400	400	3.6
58	Ø10	133			124	16492	101.6
Total+10%							220.0
PORTICO 9							
59	Ø12	4		377	428	1712	15.2
60	Ø10	46			74	3404	21.0
Total+10%							39.8
PORTICO 10							
61	Ø12	4		377	438	1752	15.6
62	Ø10	47			74	3478	21.4
Total+10%							40.7
PORTICO 11							
63	Ø14	4		377	600	2400	29.0
64	Ø14	4		300	1099	4396	53.1
65	Ø12	1		450	450	450	4.0
66	Ø12	1		450	450	450	4.0
67	Ø12	2		200	200	400	3.6
68	Ø10	133			124	16492	101.6
Total+10%							225.5
PORTICO 13							
69	Ø14	4		377	600	2400	29.0
70	Ø14	4		300	1029	4116	49.7
71	Ø12	1		450	450	450	4.0
72	Ø12	1		450	450	450	4.0
73	Ø12	2		200	200	400	3.6
74	Ø10	128			124	15872	97.8
Total+10%							217.6

DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO

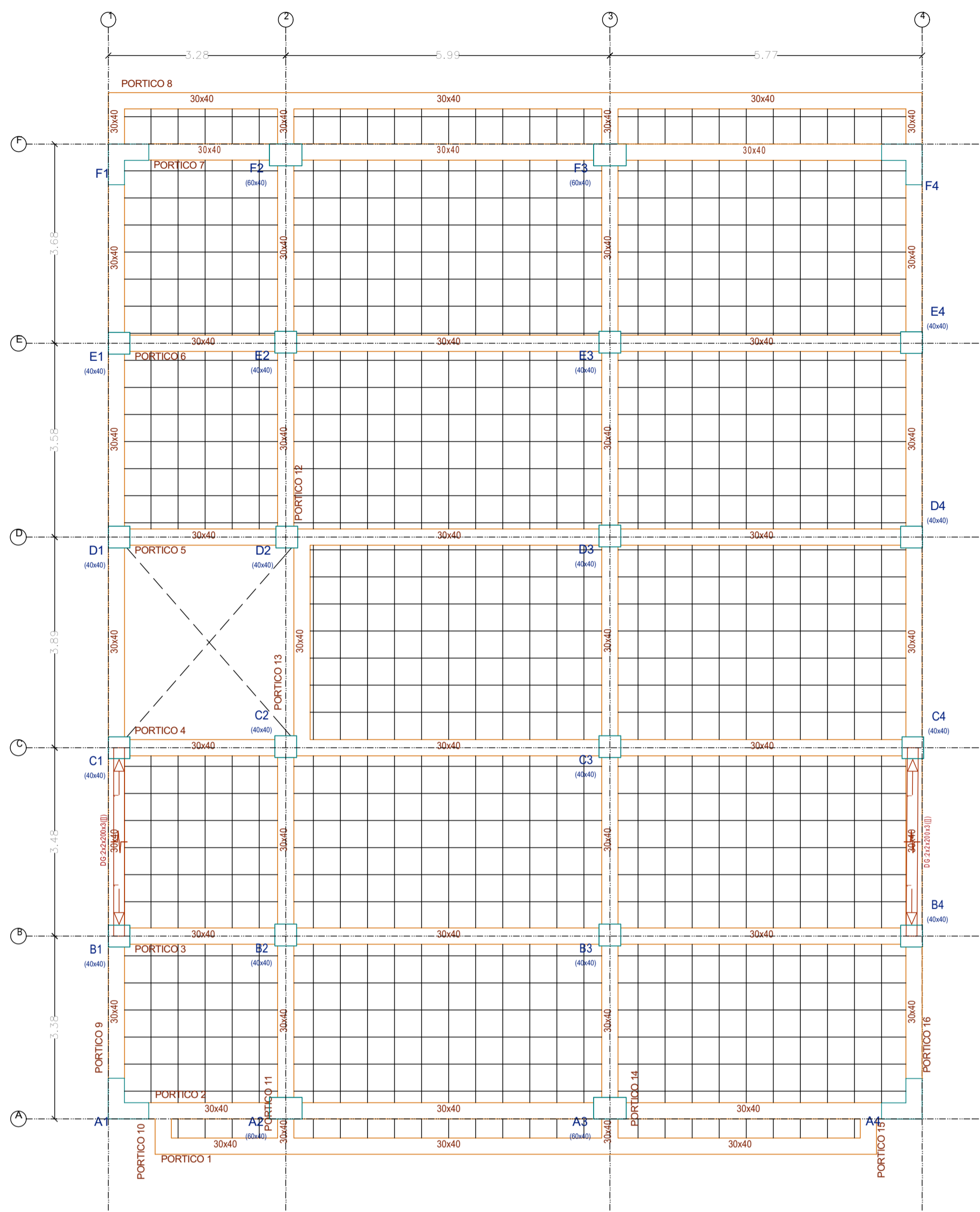
REVISIÓN

ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

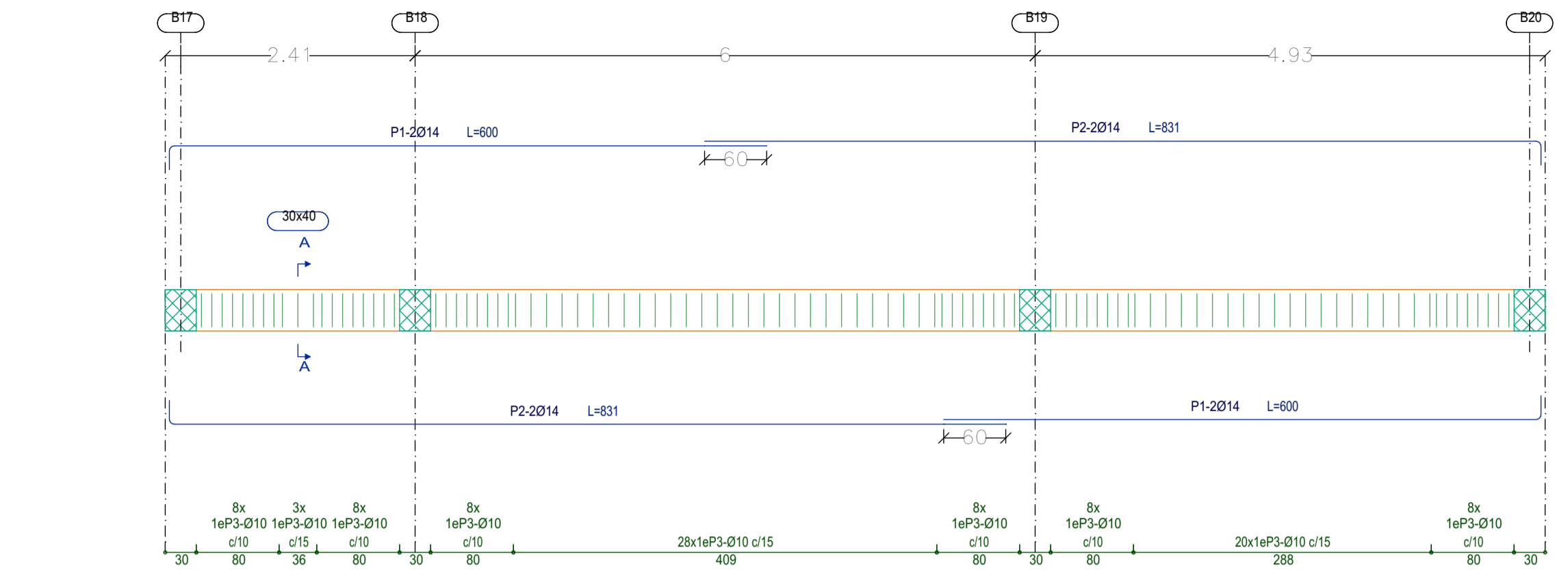
ABRIL 2023

HOJA 4/6

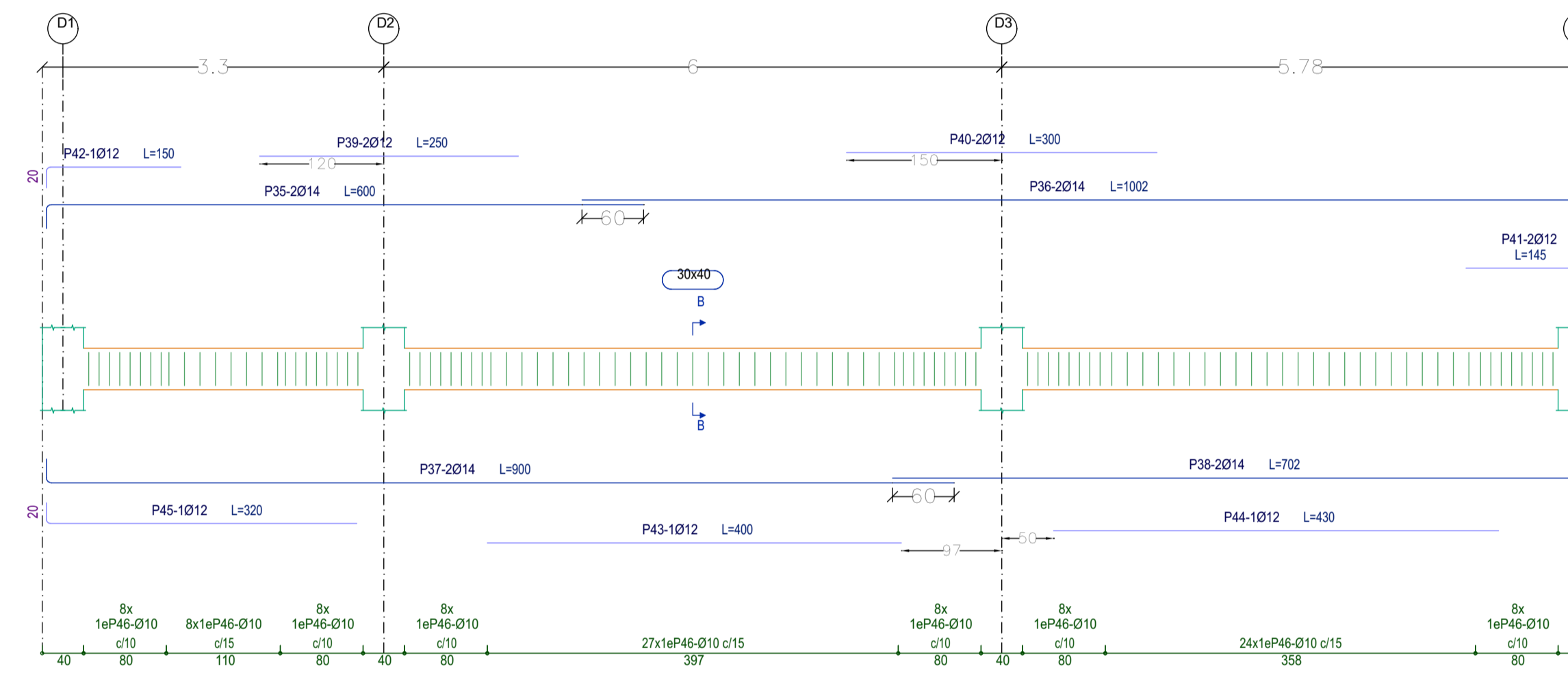
PLANILLA DE HIERROS VIGAS N+6.00



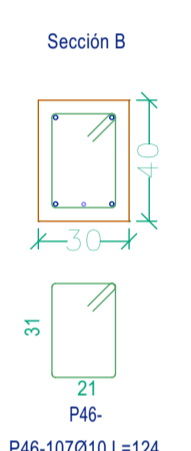
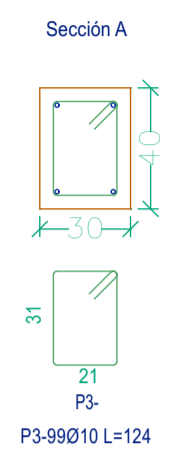
N+6.00 REPLANTEO SEGUNDA PLANTA ALTA 1:75



N+6.00 PÓRTICO 1 1:50



N+6.00 PÓRTICOS 2,3,4,5,6,7,8 1:50

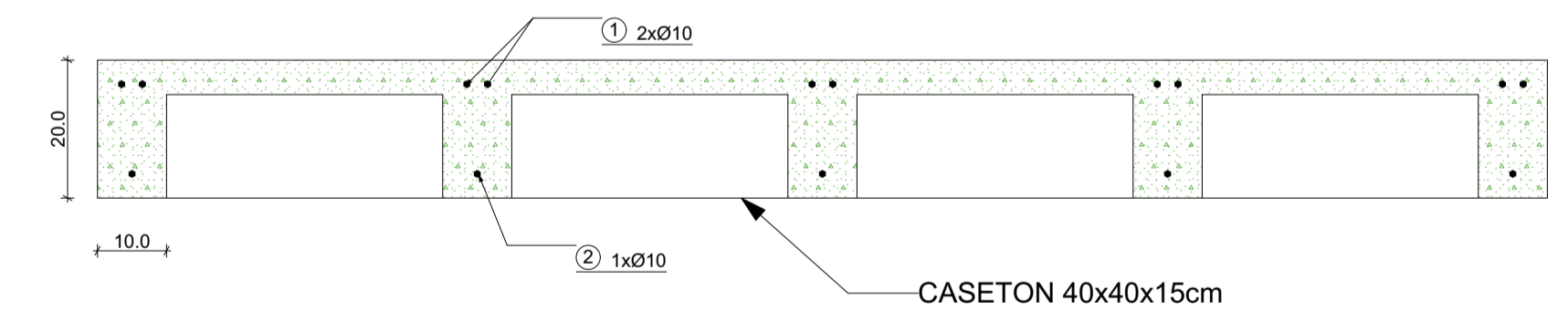


Elemento	Pos.	Diam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Totál (cm)	Grado 80 (kg)	
PORTICO 1	1	Ø14	4	[Esquema]	600	2400	29.0	
	2	Ø14	4	[Esquema]	837	3348	40.2	
	3	Ø10	99	[Esquema]	124	12276	75.6	
TOTAL PORTICO 1: 159.3								
PORTICO 2	4	Ø14	2	[Esquema]	600	1200	14.5	
	5	Ø14	2	[Esquema]	902	1804	22.5	
	6	Ø14	2	[Esquema]	900	1800	21.7	
	7	Ø14	2	[Esquema]	832	1664	15.3	
	8	Ø12	4	[Esquema]	300	1200	10.7	
	9	Ø12	1	[Esquema]	200	200	1.8	
	10	Ø12	1	[Esquema]	385	385	3.0	
	11	Ø10	103	[Esquema]	124	12272	76.7	
	TOTAL PORTICO 2: 155.0							
	PORTICO 3	12	Ø14	2	[Esquema]	600	1200	14.5
		13	Ø14	2	[Esquema]	1002	2004	24.2
14		Ø14	2	[Esquema]	900	1800	21.7	
15		Ø14	2	[Esquema]	702	1404	17.0	
16		Ø12	2	[Esquema]	250	500	4.4	
17		Ø12	3	[Esquema]	300	900	8.0	
18		Ø12	3	[Esquema]	185	555	2.6	
19		Ø12	1	[Esquema]	142	142	1.2	
20		Ø12	1	[Esquema]	400	400	3.8	
21		Ø12	1	[Esquema]	430	430	3.8	
22		Ø10	107	[Esquema]	124	12308	81.6	
TOTAL PORTICO 3: 201.1								
PORTICO 4	23	Ø14	2	[Esquema]	600	1200	14.5	
	24	Ø14	2	[Esquema]	1005	2010	24.3	
	25	Ø14	2	[Esquema]	900	1800	21.7	
	26	Ø14	2	[Esquema]	765	1530	17.0	
	27	Ø12	2	[Esquema]	250	500	4.4	
	28	Ø12	2	[Esquema]	300	600	5.3	
	29	Ø12	2	[Esquema]	145	290	2.6	
	30	Ø12	1	[Esquema]	140	140	1.2	
	31	Ø12	1	[Esquema]	400	400	3.8	
	32	Ø12	1	[Esquema]	430	430	3.8	
33	Ø12	1	[Esquema]	320	320	2.8		
34	Ø10	107	[Esquema]	124	12308	81.6		
TOTAL PORTICO 4: 201.3								
PORTICO 5	35	Ø14	2	[Esquema]	600	1200	14.5	
	36	Ø14	2	[Esquema]	1002	2004	24.2	
	37	Ø14	2	[Esquema]	900	1800	21.7	
	38	Ø14	2	[Esquema]	702	1404	17.0	
	39	Ø12	2	[Esquema]	250	500	4.4	
	40	Ø12	2	[Esquema]	300	600	5.3	
	41	Ø12	2	[Esquema]	145	290	2.6	
	42	Ø12	1	[Esquema]	150	150	1.3	
	43	Ø12	1	[Esquema]	400	400	3.8	
	44	Ø12	1	[Esquema]	430	430	3.8	
45	Ø12	1	[Esquema]	320	320	2.8		
46	Ø10	107	[Esquema]	124	12308	81.6		
TOTAL PORTICO 5: 201.3								

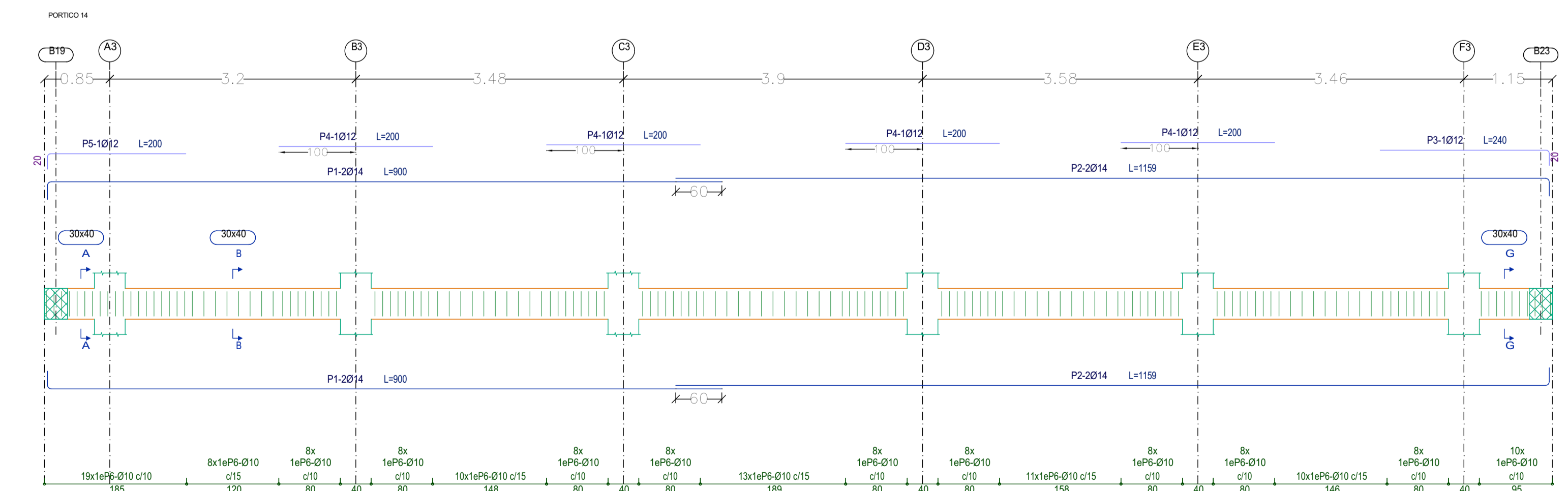
Elemento	Pos.	Diam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Totál (cm)	Grado 80 (kg)
PORTICO 6	47	Ø14	2	[Esquema]	600	1200	14.5
	48	Ø14	2	[Esquema]	900	1800	21.7
	49	Ø14	2	[Esquema]	900	1800	21.7
	50	Ø14	2	[Esquema]	702	1404	17.0
	51	Ø12	2	[Esquema]	250	500	4.4
	52	Ø12	3	[Esquema]	300	900	8.0
	53	Ø12	3	[Esquema]	185	555	2.6
	54	Ø12	1	[Esquema]	140	140	1.2
	55	Ø12	1	[Esquema]	400	400	3.8
	56	Ø12	1	[Esquema]	430	430	3.8
	57	Ø10	107	[Esquema]	124	12308	81.6
TOTAL PORTICO 6: 201.1							
PORTICO 7	58	Ø14	2	[Esquema]	600	1200	14.5
	59	Ø14	2	[Esquema]	902	1804	22.5
	60	Ø14	2	[Esquema]	900	1800	21.7
	61	Ø14	2	[Esquema]	832	1664	15.3
	62	Ø12	2	[Esquema]	250	500	4.4
	63	Ø12	3	[Esquema]	300	900	8.0
	64	Ø12	2	[Esquema]	145	290	2.6
	65	Ø12	1	[Esquema]	140	140	1.2
	66	Ø12	1	[Esquema]	400	400	3.8
	67	Ø12	1	[Esquema]	430	430	3.8
	68	Ø10	100	[Esquema]	124	12400	76.4
	TOTAL PORTICO 7: 187.4						
PORTICO 8	69	Ø14	2	[Esquema]	600	1200	14.5
	70	Ø14	2	[Esquema]	1002	2004	24.2
	71	Ø14	2	[Esquema]	900	1800	21.7
	72	Ø14	2	[Esquema]	702	1404	17.0
	73	Ø10	110	[Esquema]	124	12640	84.1
TOTAL PORTICO 8: 177.7							
PORTICO 9	74	Ø14	4	[Esquema]	600	2400	30.0
	75	Ø14	4	[Esquema]	1159	4636	56.9
	76	Ø10	138	[Esquema]	124	11112	105.4
	TOTAL PORTICO 9: 200.1						
PORTICO 10	77	Ø14	4	[Esquema]	485	1940	24.2
	78	Ø10	7	[Esquema]	124	868	5.3
TOTAL PORTICO 10: 25.5							
PORTICO 11	79	Ø14	4	[Esquema]	611	2444	30.2
	80	Ø12	1	[Esquema]	150	150	1.3
	81	Ø12	1	[Esquema]	200	200	1.8
	82	Ø10	61	[Esquema]	124	7564	46.6
TOTAL PORTICO 11: 97.8							
PORTICO 12	83	Ø14	4	[Esquema]	879	3516	42.5
	84	Ø12	1	[Esquema]	140	140	1.2
	85	Ø12	2	[Esquema]	200	400	3.8
	86	Ø10	64	[Esquema]	124	7936	49.9
	TOTAL PORTICO 12: 106.8						
PORTICO 13	87	Ø14	4	[Esquema]	485	1940	24.2
	88	Ø10	29	[Esquema]	124	3596	22.2
TOTAL PORTICO 13: 46.2							
PORTICO 14	1	Ø14	4	[Esquema]	600	2400	30.0
	2	Ø14	4	[Esquema]	1159	4636	56.9
	3	Ø12	1	[Esquema]	200	200	1.8
	4	Ø12	2	[Esquema]	200	400	3.8
	5	Ø12	1	[Esquema]	150	150	1.3
	6	Ø10	153	[Esquema]	124	18972	116.9
TOTAL PORTICO 14: 200.1							
PORTICO 16	7	Ø14	4	[Esquema]	600	2400	30.0
	8	Ø14	4	[Esquema]	1159	4636	56.9
	9	Ø10	138	[Esquema]	124	11236	106.2
	TOTAL PORTICO 16: 201.1						

Materiales
Hormigón $f_c=240$ kg/cm²
Acero de refuerzo $F_y=4200$ kg/cm²

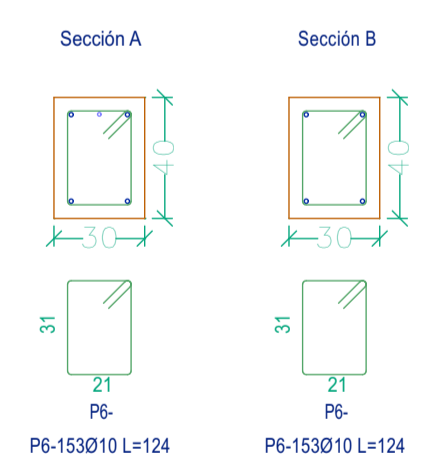
PÓRTICO 9,16 1:50



DETALLE ARMADO LOSA NERVADA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL 1:10



N+6.00 PÓRTICOS 11,12,13,14 1:50



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
AISI s10-2016 (LRFD), ANSII/AISC 360-16 (LRFD) ACI 318-19
NEC-SE-15, AISC-2016 (LRFD) Y AWS-15

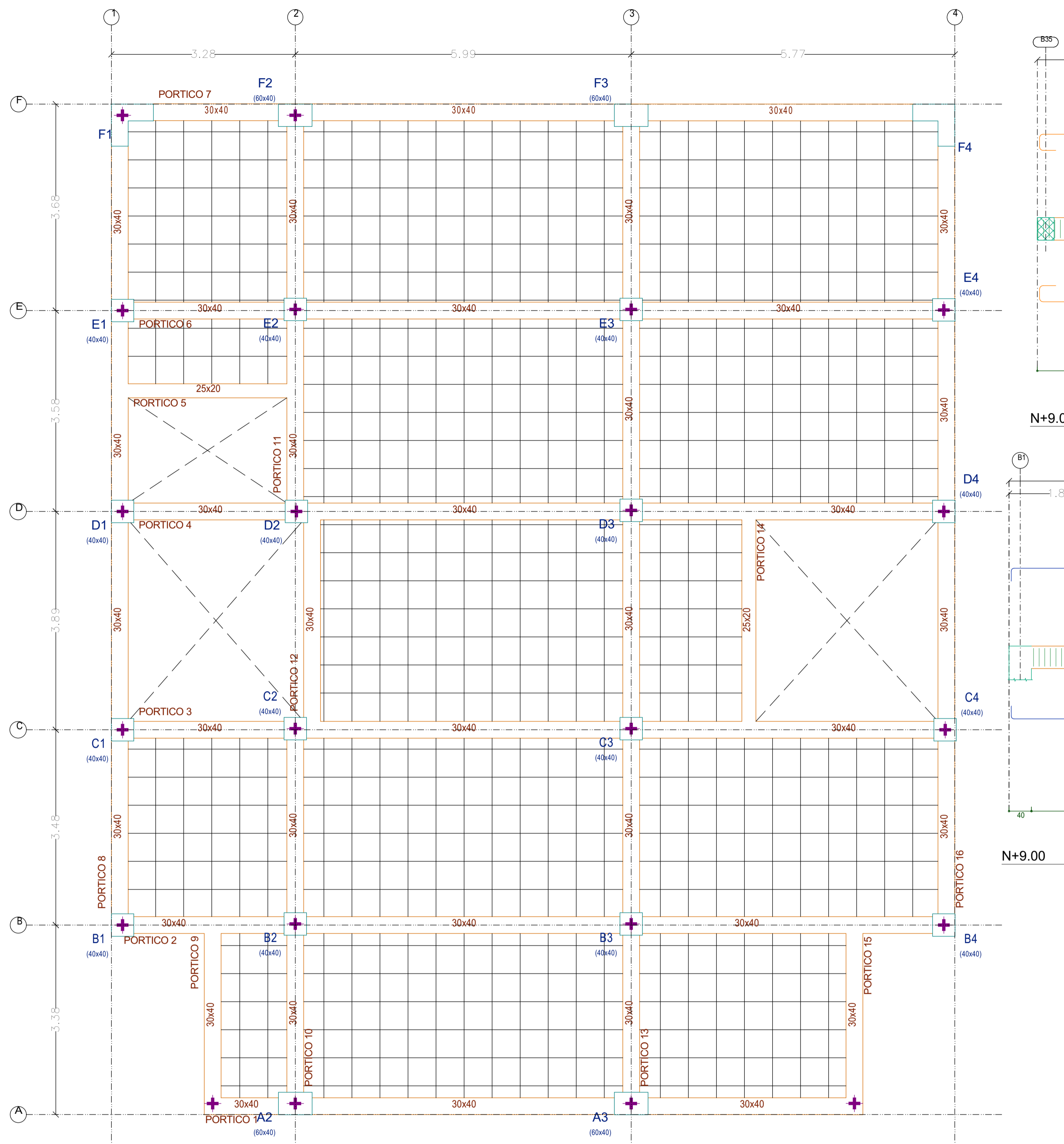
HORMIGÓN:
A) Tamaño máximo del árido para fundiciones <=30 mm
B) Hormigón después de 28 días de fabricado, debe tener la resistencia a la compresión $f_c=240$ kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%)
C) Hormigón de nivelación $f_c=180$ kg/cm² o mayor y espesor mínimo de 10 cm

ACERO DE REFUERZO:
A) Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm² o mayor
B) Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y columnas)
C) El primer estribo en vigas colocar a no más de 5 cm del elemento de apoyo.
D) Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-19
E) Recubrimientos del refuerzo:
-Losas y muros: 2.5 cm
-Vigas y columnas: 4 cm
-Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

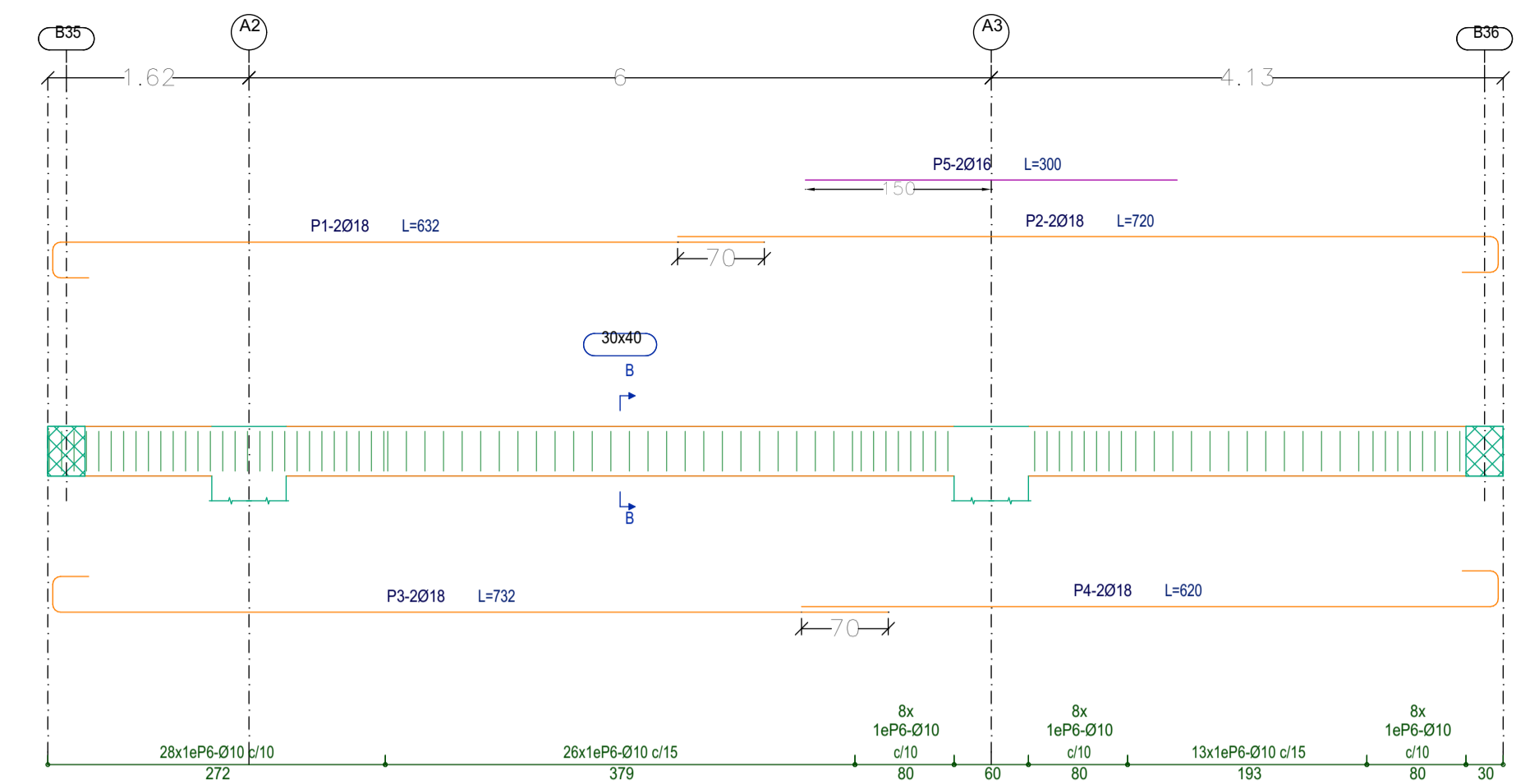
PERFILES METÁLICOS
Acero estructural perfiles metálicos de acero A-36. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y=2520$ kg/cm² o mayor.
Juntas soldadas. Deben cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipos ASTM A-36 o A-50

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

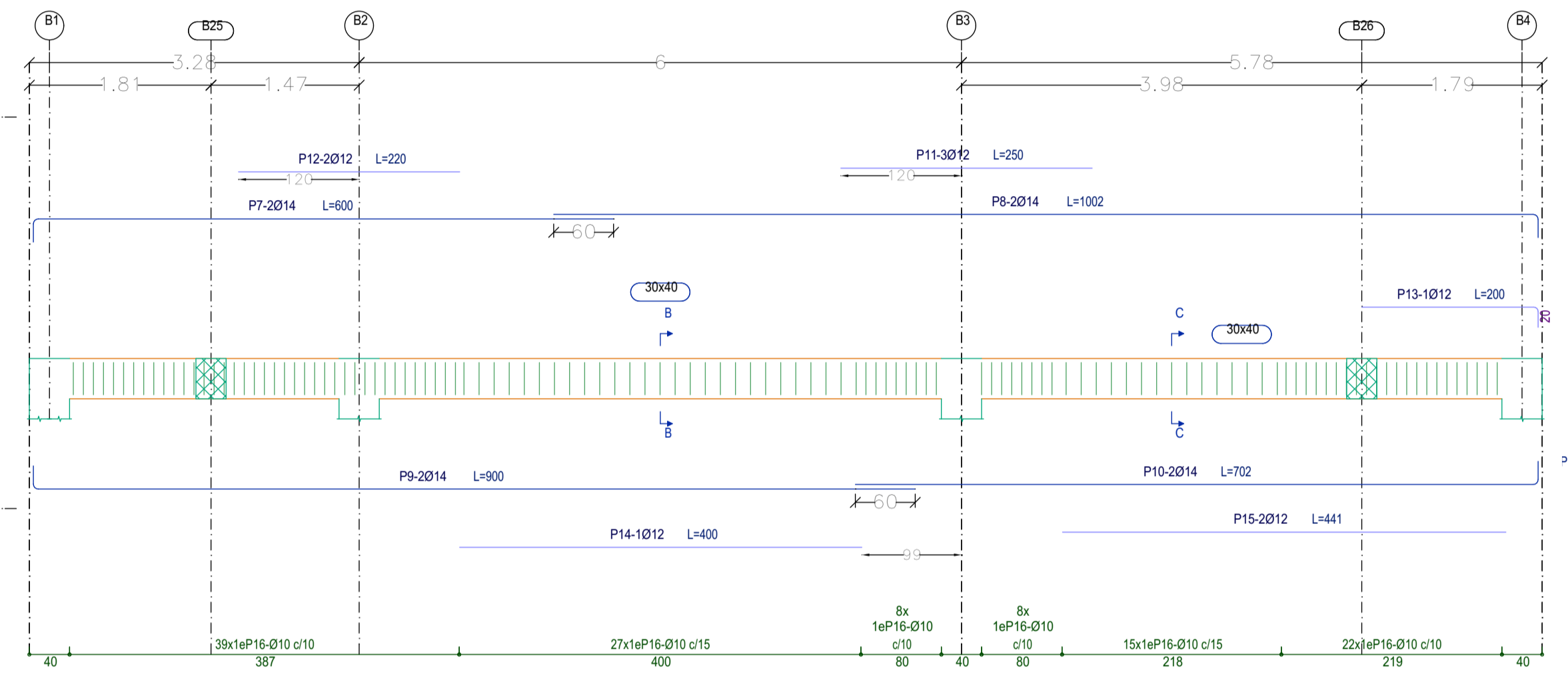
DISEÑO	DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO	
EDUARDA PATRICIA CABRERA BERMEO CÓDIGO: 86436	ISMAEL JOSUE CASTRO RIQUETTI CÓDIGO: 86740	ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO
CONTIENE:	REPLANTEO Y ARMADO DE VIGAS SEGUNDA PLANTA ALTA N+6.00	ABRIL 2023
ESCALA:	1:75 1:50 1:10	HOJA 5/6



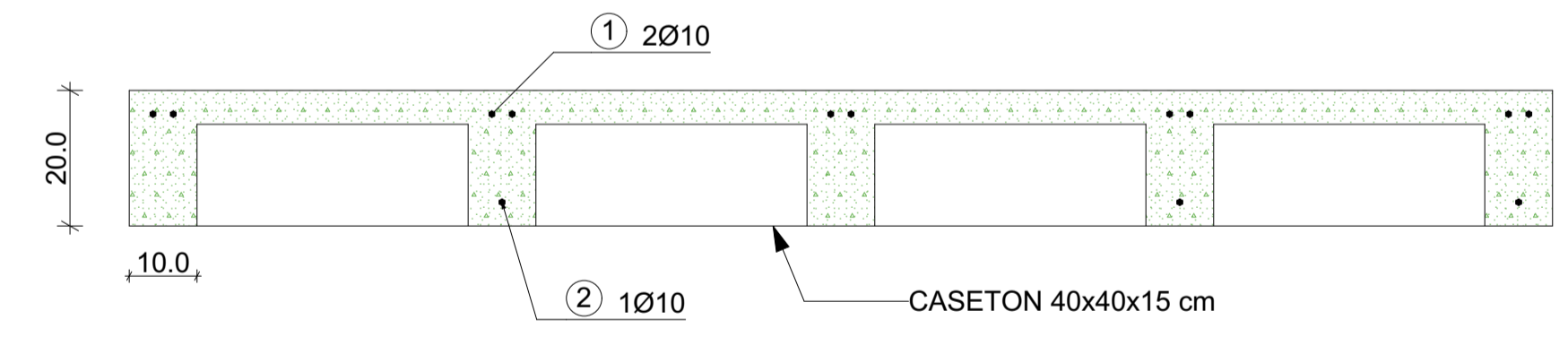
N+9.00 REPLANTEO TERCERA PLANTA ALTA 1:50



N+9.00 PÓRTICO 1 1:50

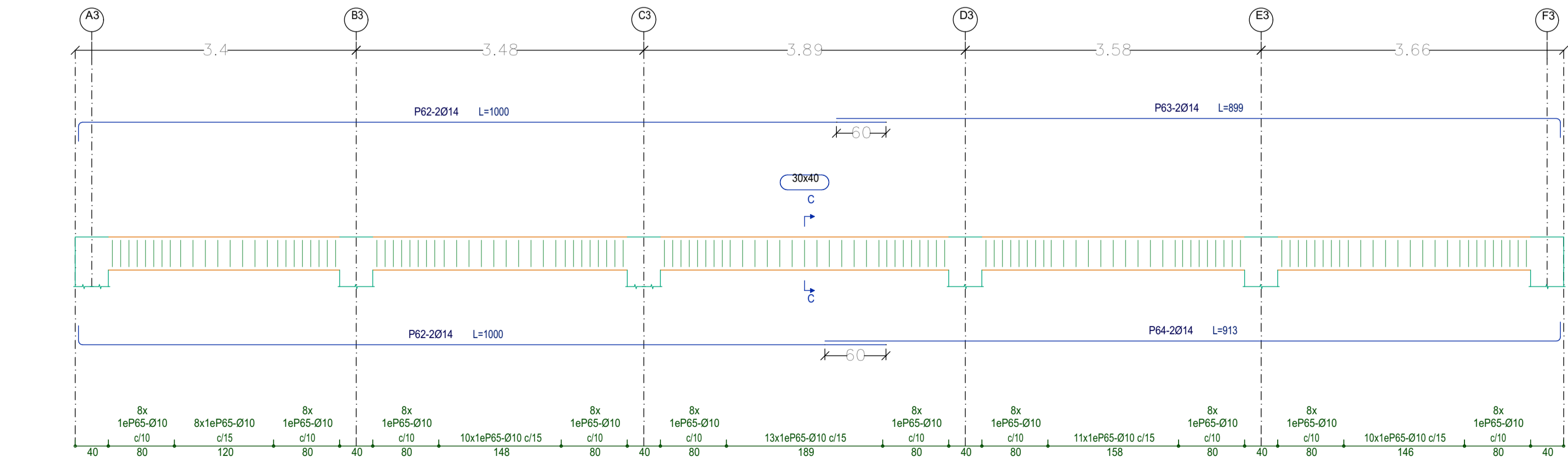


N+9.00 PÓRTICOS 2,3,4,6,7 1:50

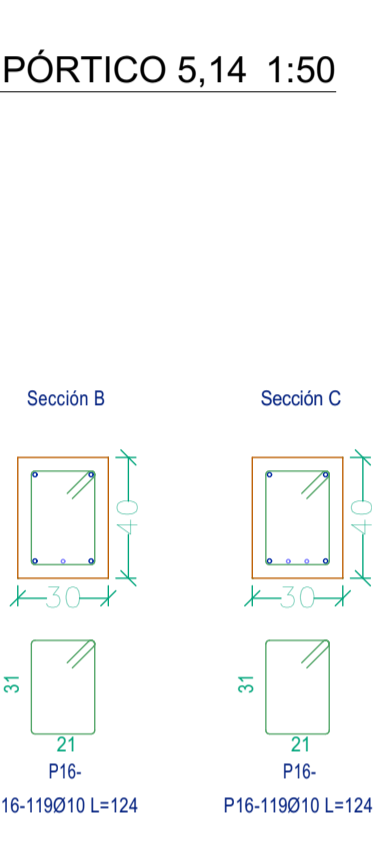


DETALLE ARMADO LOSA NERVADA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL 1:10

Materiales
 Hormigón $f_c=240$ kg/cm²
 Acero de refuerzo $F_y=4200$ kg/cm²



N+9.00 PÓRTICOS 8,10,11,12,13,16 1:50



PLANILLA DE HIERROS VIGAS N+9.00

Elemento	Pos	Diam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Craído 60 (kg)
PORTICO 1							
1	Ø18	2	4	300	632	1264	25.3
2	Ø18	2	4	300	720	1440	28.8
3	Ø18	2	4	300	732	1464	29.2
4	Ø18	2	4	300	620	1240	24.8
5	Ø16	2	4	300	300	600	9.5
6	Ø10	91	1	124	124	11284	69.5
Total PORTICO 1: 205.8							
PORTICO 2							
7	Ø14	2	4	300	600	1200	14.5
8	Ø14	2	4	300	1002	2004	24.2
9	Ø14	2	4	300	900	1800	21.7
10	Ø14	2	4	300	702	1404	17.0
11	Ø12	3	4	250	250	350	6.7
12	Ø12	2	4	220	220	440	3.9
13	Ø12	1	4	185	185	370	1.7
14	Ø12	1	4	400	400	800	3.6
15	Ø12	3	4	441	441	882	7.8
16	Ø10	119	1	124	124	14756	90.9
Total PORTICO 2: 205.8							
PORTICO 3							
17	Ø14	2	4	300	600	1200	14.5
18	Ø14	2	4	300	1002	2004	24.2
19	Ø14	2	4	300	900	1800	21.7
20	Ø14	2	4	300	702	1410	17.0
21	Ø12	3	4	250	250	350	6.7
22	Ø12	1	4	185	185	370	1.4
23	Ø12	1	4	400	400	800	3.6
24	Ø10	108	1	124	124	13392	82.5
Total PORTICO 3: 188.9							
PORTICO 4							
25	Ø14	2	4	300	600	1200	14.5
26	Ø14	2	4	300	1002	2004	24.2
27	Ø14	2	4	300	900	1800	21.7
28	Ø14	2	4	300	702	1410	17.0
29	Ø12	3	4	250	250	350	6.7
30	Ø12	1	4	185	185	370	1.4
31	Ø12	1	4	400	400	800	3.6
32	Ø10	107	1	124	124	13268	81.8
Total PORTICO 4: 188.9							
PORTICO 5							
33	Ø12	4	1	303	303	1512	14.0
34	Ø10	41	1	74	74	3034	18.7
Total PORTICO 5: 36.0							
PORTICO 6							
35	Ø14	2	4	300	600	1200	14.5
36	Ø14	2	4	300	1002	2004	24.2
37	Ø14	2	4	300	900	1800	21.7
38	Ø14	2	4	300	702	1404	17.0
39	Ø12	4	1	250	250	1000	8.9
40	Ø12	1	4	185	185	750	1.3
41	Ø12	2	4	400	400	800	7.1
42	Ø10	107	1	124	124	13268	81.8
Total PORTICO 6: 194.2							
PORTICO 7							
43	Ø14	2	4	300	600	1200	14.5
44	Ø14	2	4	300	1002	1984	22.5
45	Ø14	2	4	300	900	1800	21.7
46	Ø14	2	4	300	702	1384	15.3
47	Ø12	2	4	250	250	500	4.4
48	Ø12	1	4	185	185	370	1.5
49	Ø12	1	4	400	400	800	3.6
50	Ø10	100	1	124	124	12400	76.4
Total PORTICO 7: 176.9							
PORTICO 8							
51	Ø14	4	1	700	700	2800	33.8
52	Ø14	4	1	846	846	3384	40.9
53	Ø10	106	1	124	124	13144	81.0
Total PORTICO 8: 175.7							
PORTICO 9							
54	Ø14	4	1	391	391	1564	18.9
55	Ø10	22	1	124	124	2728	16.8
Total PORTICO 9: 38.3							
PORTICO 10							
56	Ø14	4	1	746	746	2984	36.1
57	Ø10	50	1	124	124	6200	38.2
Total PORTICO 10: 81.7							
PORTICO 11							
58	Ø14	4	1	784	784	3136	37.9
59	Ø10	58	1	124	124	7192	44.3
Total PORTICO 11: 86.4							
PORTICO 12							
60	Ø14	4	1	485	485	1940	22.5
61	Ø10	29	1	124	124	3596	22.2
Total PORTICO 12: 49.2							
PORTICO 13							
62	Ø14	4	1	1000	1000	4000	48.3
63	Ø14	2	4	300	1002	1398	21.7
64	Ø14	2	4	300	900	1800	21.7
65	Ø10	132	1	124	124	16368	100.9
Total PORTICO 13: 212.3							
PORTICO 14							
66	Ø12	4	1	489	489	1956	16.7
67	Ø10	52	1	74	74	3348	23.7
Total PORTICO 14: 44.4							
PORTICO 15							
68	Ø14	4	1	391	391	1564	18.9
69	Ø10	22	1	124	124	2728	16.8
Total PORTICO 15: 38.3							
PORTICO 16							
70	Ø14	4	1	600	600	2400	29.0
71	Ø14	4	1	846	846	3384	40.9
72	Ø10	106	1	124	124	13144	81.0
Total PORTICO 16: 179.9							

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s10-2016 (LRFD), ANSIAISC 360-16 (LRFD) ACI 318-19
 NEC-SE-15, AISC-2016 (LRFD) Y AWS-15

HORMIGÓN:
 A) Tamaño máximo del árido para fundiciones <=30 mm
 B) Hormigón después de 28 días de fabricación, debe tener la resistencia a la compresión $f_c=240$ kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%)
 C) Hormigón de nivelación $f_c=180$ kg/cm² o mayor y espesor mínimo de 10 cm

ACERO DE REFUERZO:
 A) Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm² o mayor
 B) Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y columnas)
 C) El primer estribo en vigas colocar a no más de 5 cm del elemento de apoyo.
 D) Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-19
 E) Recubrimientos del refuerzo:
 -Losas y muros: 2.5 cm
 -Vigas y columnas: 4 cm
 -Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural perfiles metálicos de acero A-36. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y=2520$ kg/cm² o mayor.
 Juntas soldadas. Deben cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipos ASTM A-36 o A-50

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO

EDUARDA PATRICIA CABRERA BERMEO
 CÓDIGO: 86436

ISMAEL JOSUE CASTRO RIQUETTI
 CÓDIGO: 86740

CONTIENE: REPLANTEO Y ARMADO DE VIGAS TERCERA PLANTA ALTA N+9.00

ESCALA: 1:50 1:10

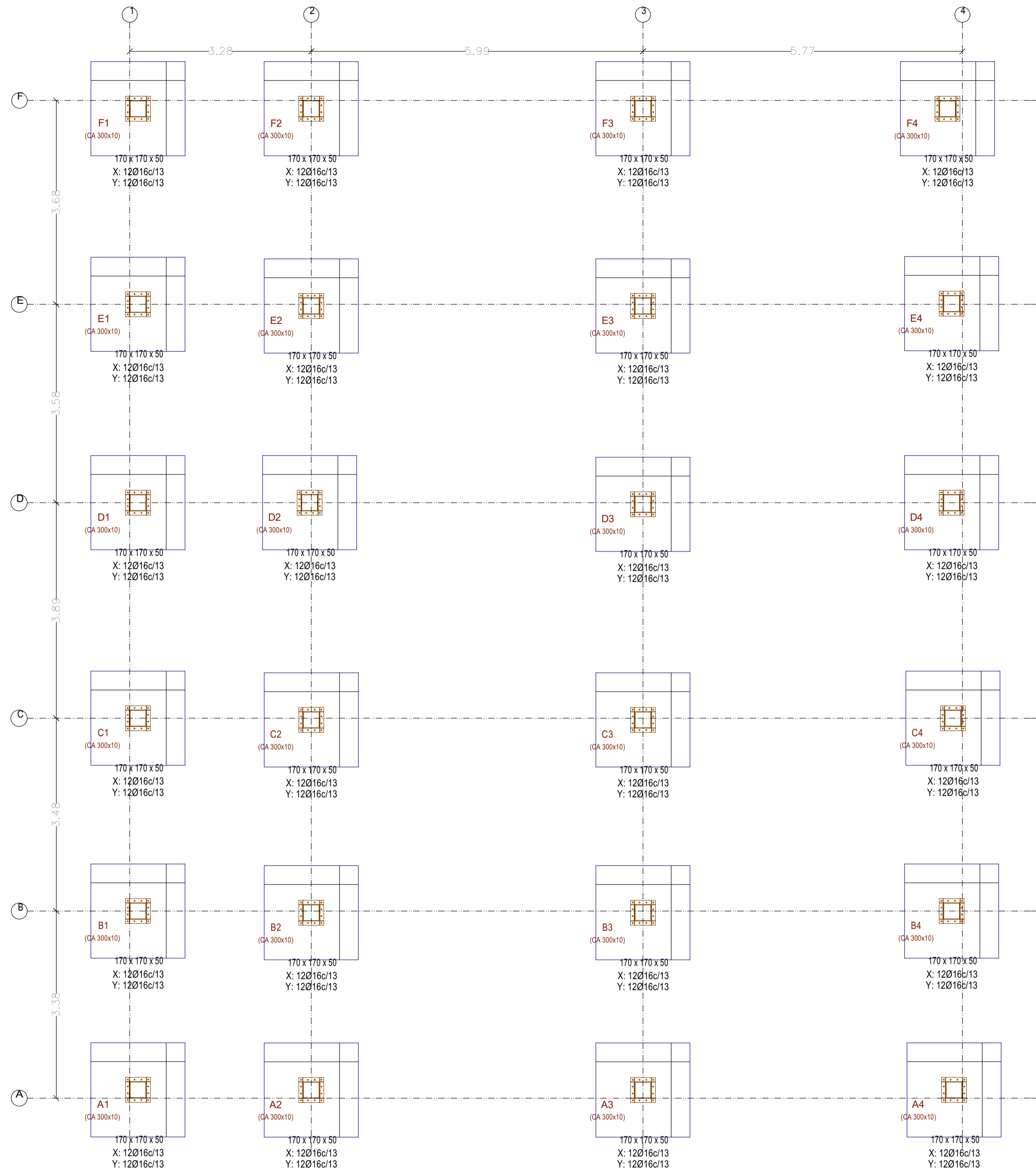
DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO

REVISIÓN

ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

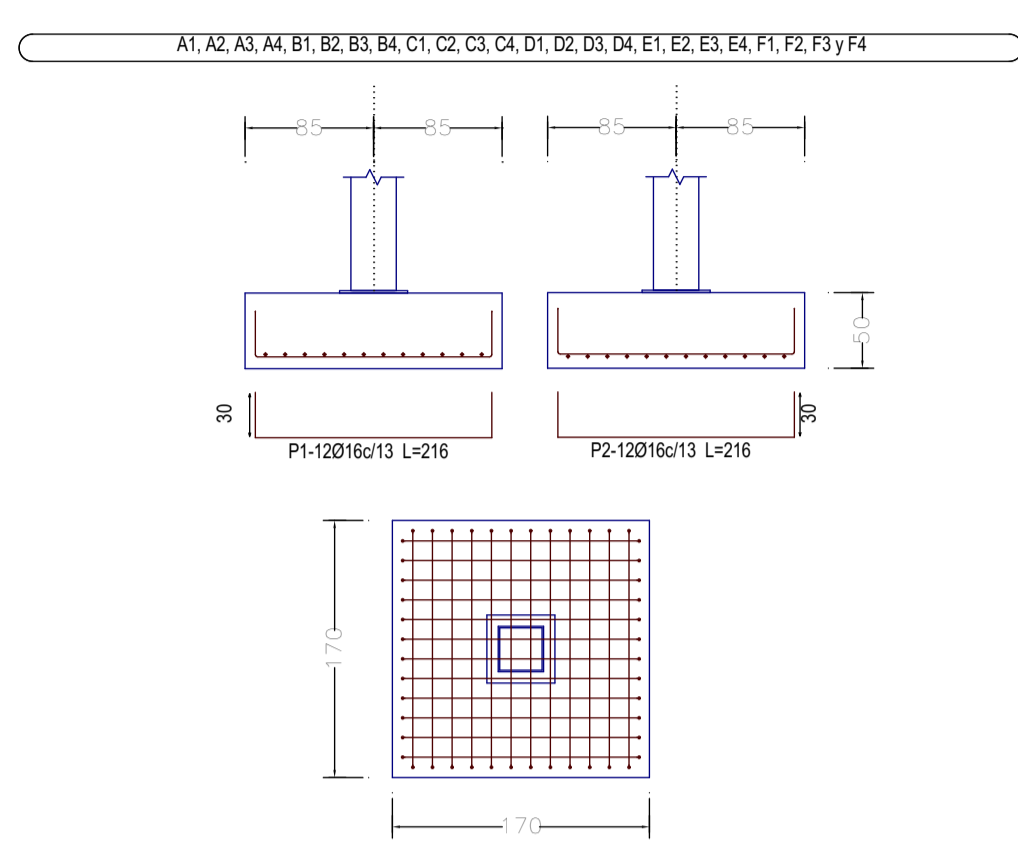
ABRIL 2023

HOJA 6/6



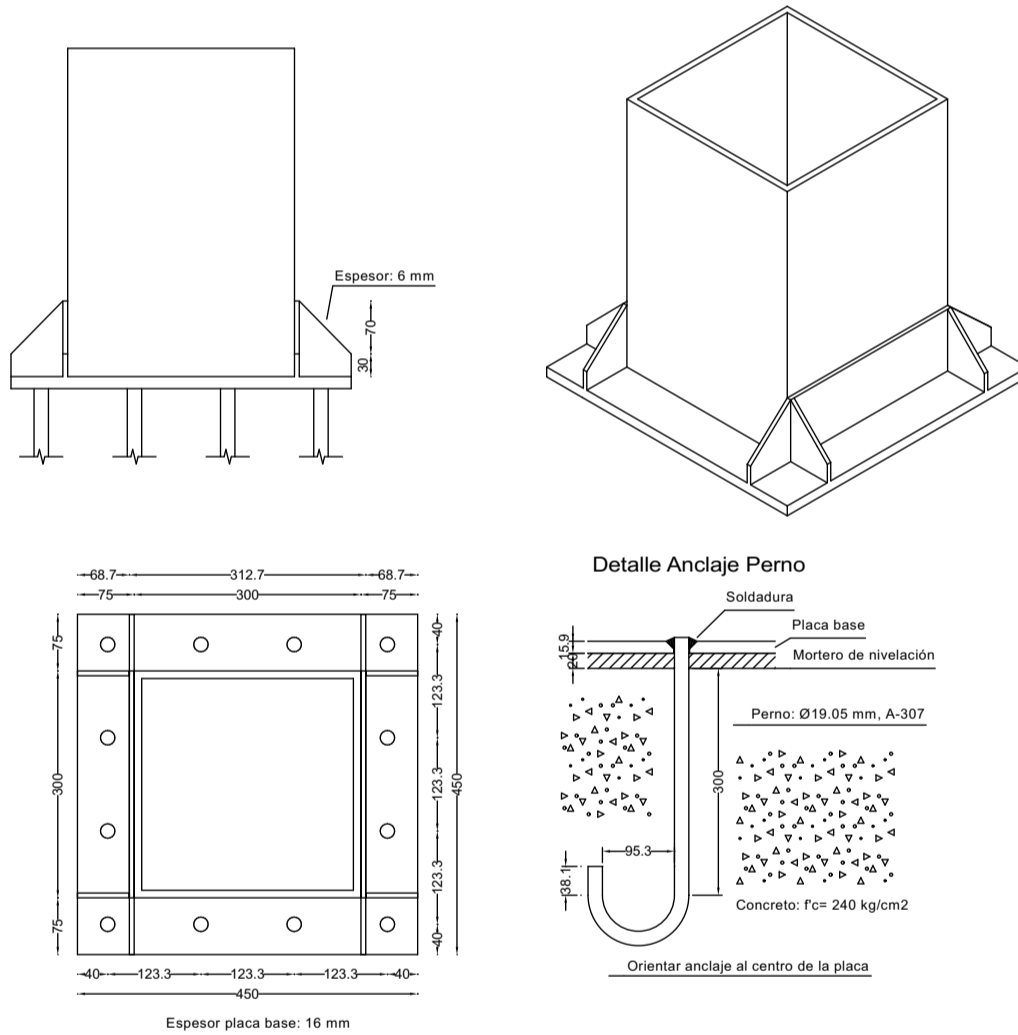
N-2.00 REPLANTEO CIMENTACIÓN 1:50

CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN				
Referencias	Dimensiones (cm)	Peralte (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y
A1, A2, A3, A4, B1, B2, B3, B4, C1, C2, C3, C4, D1, D2, D3, D4, E1, E2, E3, E4, F1, F2, F3 y F4	170x170	50	12Ø16c/13	12Ø16c/13



DETALLE CIMIENTOS 1:50

Dimensiones Placa= 450x450x16 mm (ASTM A 36 36 ksi)
Pernos= 12φ19.05 mm, A-307



DETALLE PLACA BASE 1:10

Nota: Recubrir con hormigón los plintos de acero y utilizar pintura de protección para el acero

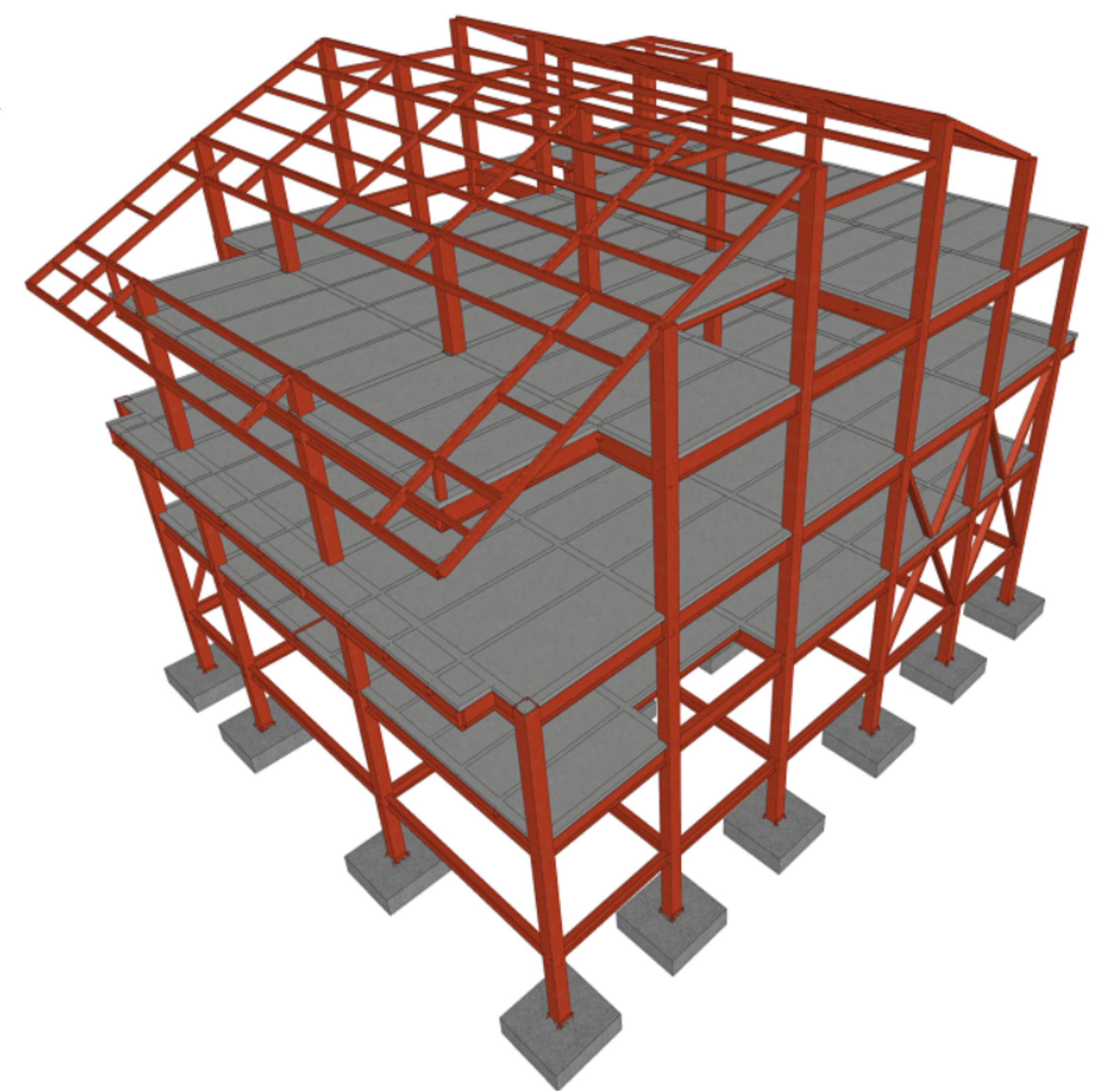
PLANILLA DE HIERROS CIMENTACIONES N-2.00

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Grado 60 (kg)
A1=A2=A3=A4=B1	1	Ø16	12	30	156	30	216	2592	40.9
B2=B3=B4=C1=C2	2	Ø16	12	30	156	30	216	2592	40.9
C3=C4=D1=D2=D3									
D4=E1=E2=E3=E4									
F1=F2=F3=F4									
Total=10%:								90.0	
								(x24):	2160.0
								Ø16:	2160.0
								Total:	2160.0

PLACAS DE ANCLAJE				
Material	Elemento	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
A36 36 ksi	Placa base	24	450x450x16	722
A-307 (iso)	Pernos de anclaje	288	φ19.05mm L=57cm	369

CANTIDADES DE OBRA		
Hormigón f'c= 240 kg/cm2	34,68	m3
Encofrado	81,60	m2
Acero de refuerzo	2160	kg

Materiales
Hormigón f'c=240 kg/cm2
Acero de refuerzo Fy=4200 kg/cm2
Acero estructural ASTM A36 Fy=2520 kg/cm2



PERSPECTIVA 3D

<p>UNIVERSIDAD DEL AZUAY FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL</p>		<p>DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL</p>
<p>DISEÑO</p> <p>EDUARDA PATRICIA CABRERA BERMEO CÓDIGO: 86436</p>		<p>REVISIÓN</p> <p>ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO</p>
<p>CONTIENE: DETALLE CIMENTACIÓN, PLACAS BASE, PERNOS DE ANCLAJE, PERSPECTIVA 3D, CANTIDADES DE OBRA</p>		<p>MAYO 2023</p>
<p>ESCALA: 1:50 1:10</p>		<p>HOJA 1/4</p>

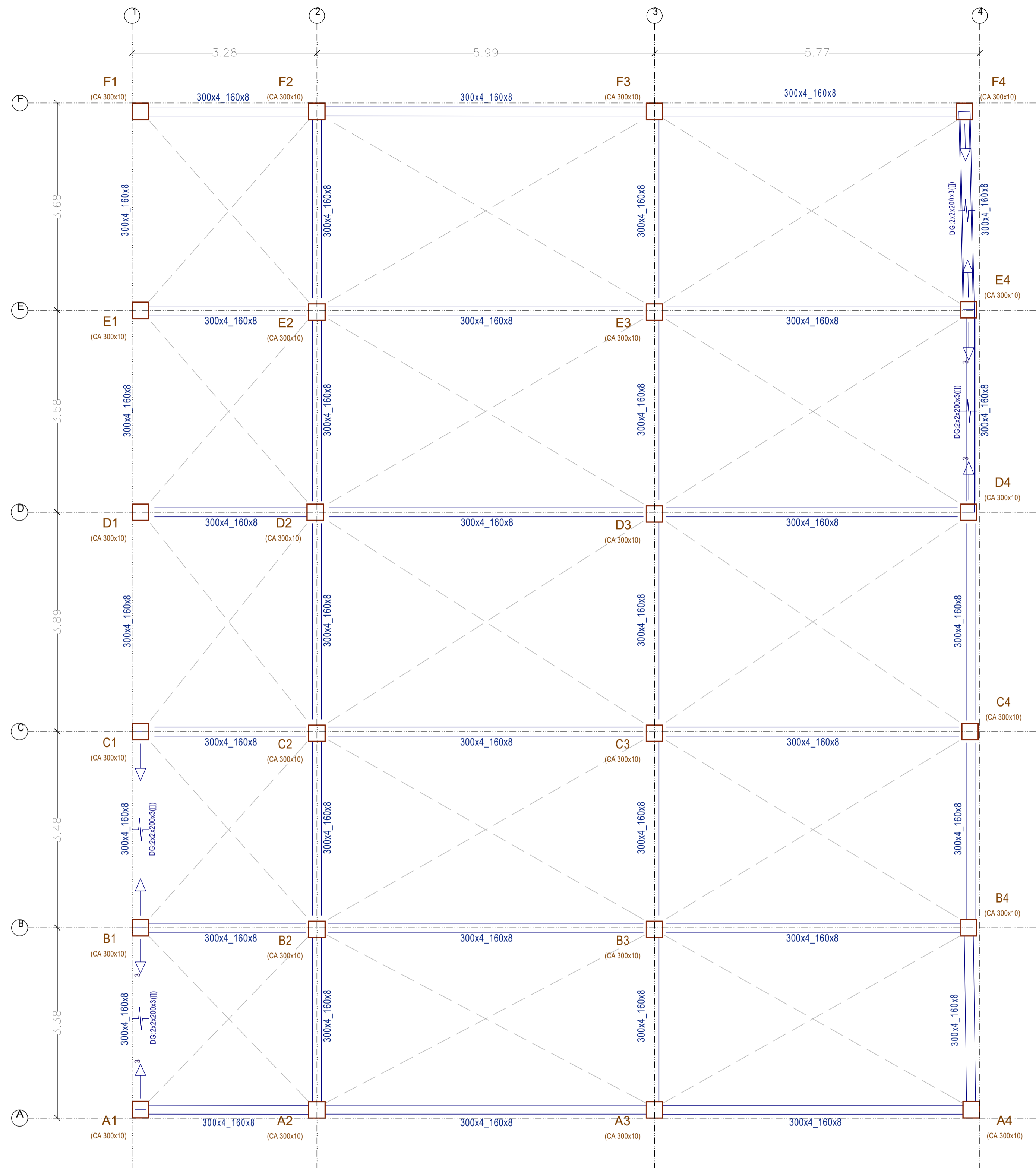
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
AISI s10-2016 (LRFD), ANSIAISC 360-16 (LRFD) ACI 318-19
NEC-SE-15, AISC-2016 (LRFD) Y AWS-15

HORMIGÓN:
A) Tamaño máximo del árido para fundiciones <=30 mm
B) Hormigón después de 28 días de fabricado, debe tener la resistencia a la compresión f'c= 240 kg/cm2 o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%)
C) Hormigón de nivelación f'c= 180 kg/cm2 o mayor y espesor mínimo de 10 cm

ACERO DE REFUERZO:
A) Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2 o mayor
B) Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y columnas)
C) El primer estribo en vigas colocar a no más de 5 cm del elemento de apoyo.
D) Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-19
E) Recubrimientos del refuerzo:
-Losas y muros: 2,5 cm
-Vigas y columnas: 4 cm
-Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

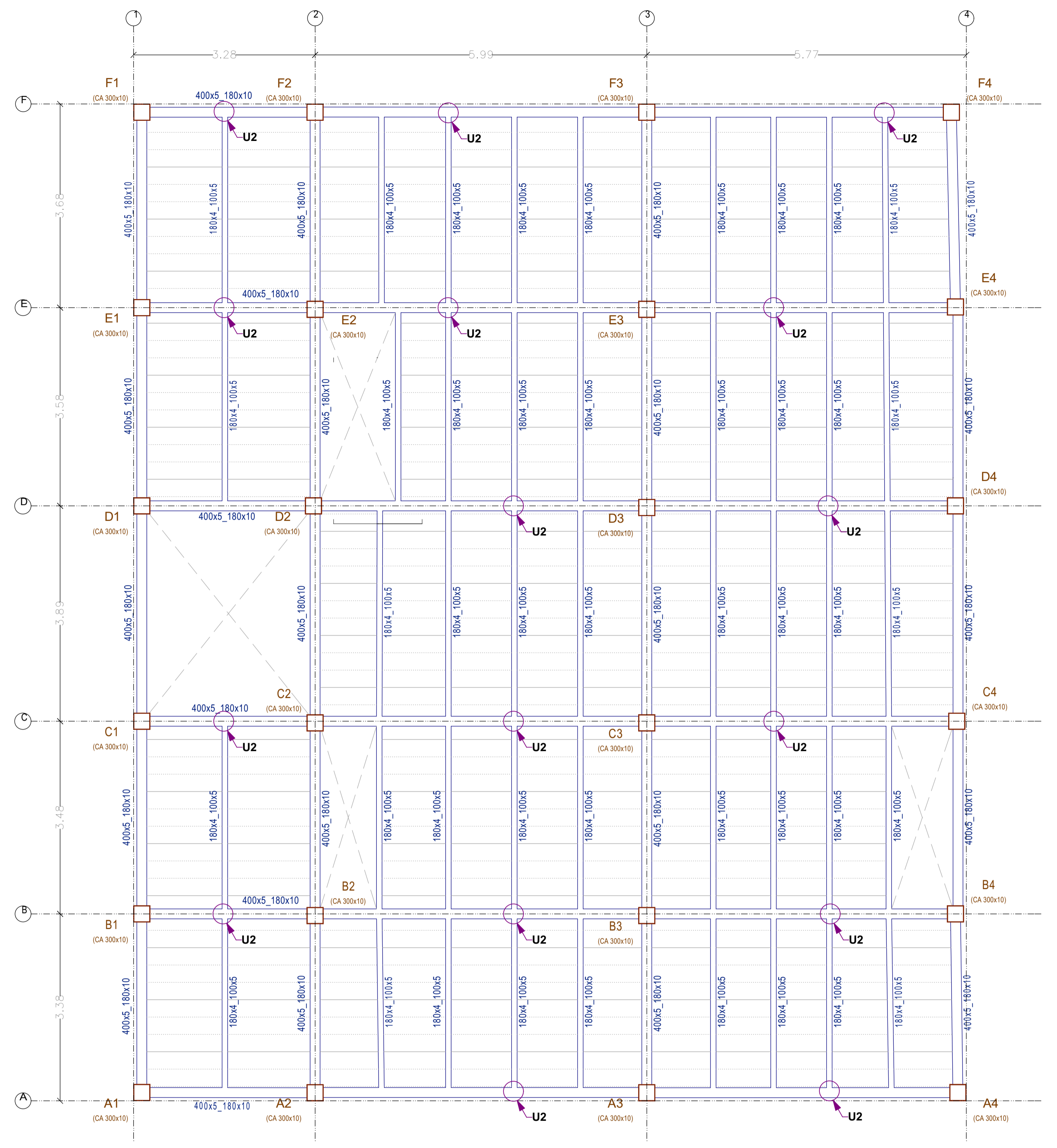
PERFILES METÁLICOS
Acero estructural perfiles metálicos de acero A-36. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520 kg/cm2 o mayor.
Juntas soldadas. Deben cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipos ASTM A-36 o A-50



N+0.00

REPLANTEO PLANTA BAJA

1:50



N+3.00

REPLANTEO PRIMERA PLANTA ALTA

1:50

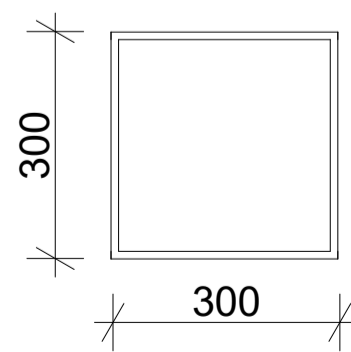
COLUMNA CA 300x10 mm
Acero laminado en perfiles: ASTM A36 36 ksi

VIGAS I 300x4_160x8 mm
N+0.00

VIGAS PRINCIPALES I 400x5_180x10
N+3.00

VIGAS SECUNDARIAS I 180x4_100x5
N+3.00

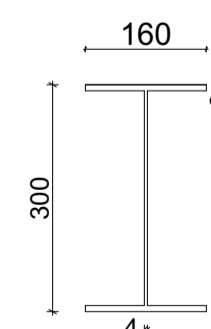
DIAGONAL DE ARRIOSTRAMIENTO N+0.00 A N+6.00
Doble G
200x60x20x3 mm



DETALLE

PERFILES METÁLICOS

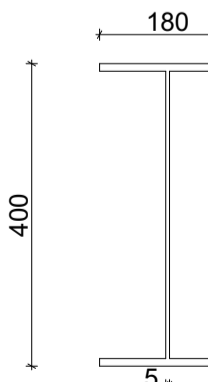
1:10



DETALLE

PERFILES METÁLICOS N+3.00

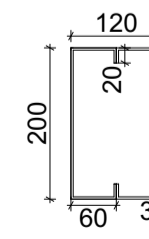
1:10



DETALLE

PERFIL RIOSTRAS METÁLICAS

1:10



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS


NORMAS UTILIZADAS
AISI s10-2016 (LRFD), ANSIA/AISC 360-16 (LRFD) ACI 318-19
NEC-SE-15, AISC-2016 (LRFD) Y AWS-15

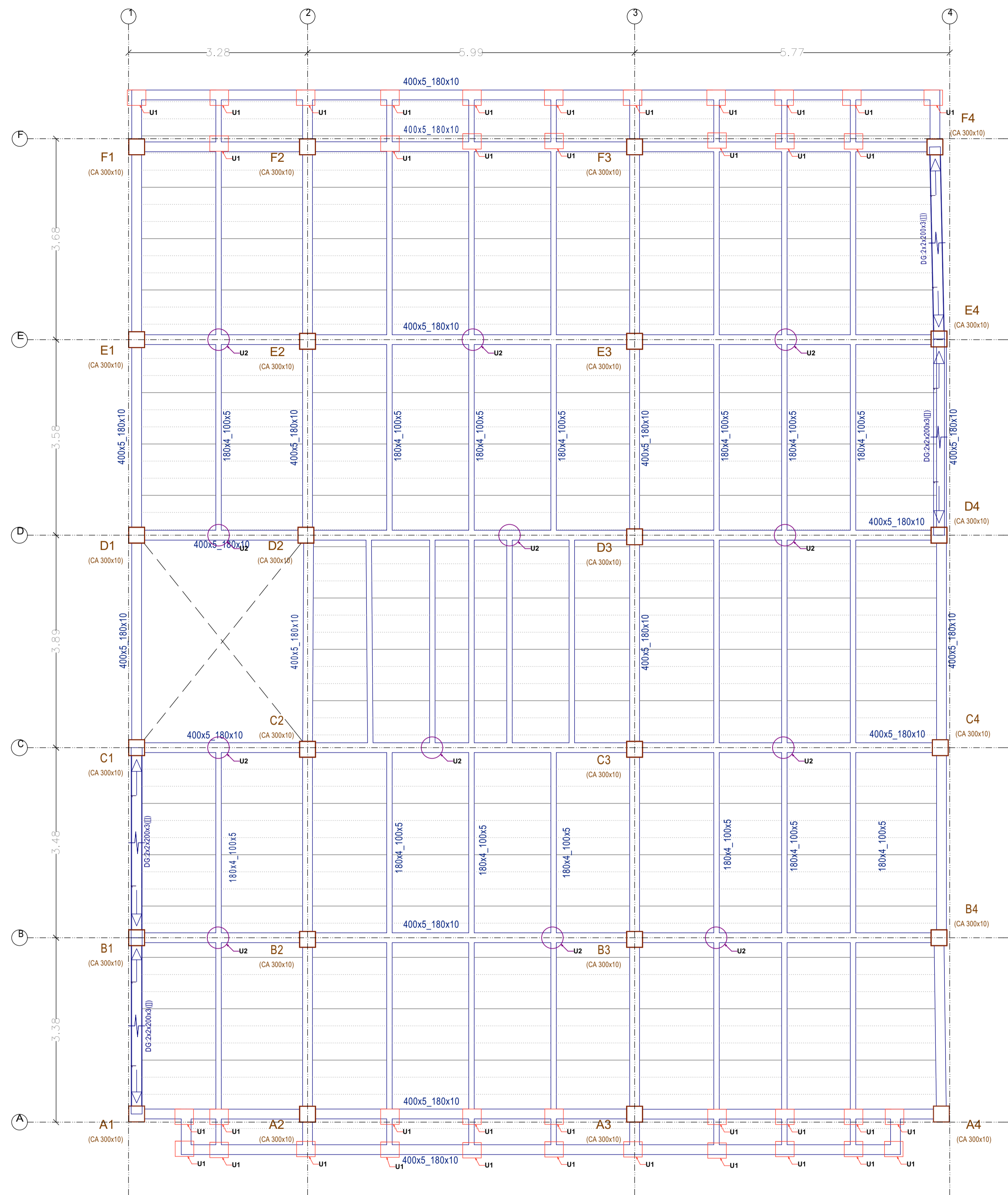
HORMIGÓN:
A) Tamaño máximo del árido para fundiciones <=30 mm
B) Hormigón después de 28 días de fabricado, debe tener la resistencia a la compresión $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%)
C) Hormigón de nivelación $f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ o mayor y espesor mínimo de 10 cm

ACERO DE REFUERZO:
A) Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
B) Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y columnas)
C) El primer estribo en vigas colocar a no más de 5 cm del elemento de apoyo.
D) Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-19
E) Recubrimientos del refuerzo:
- Losas y muros: 2.5 cm
- Vigas y columnas: 4 cm
- Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS

Acero estructural perfiles metálicos de acero A-36. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor.
Juntas soldadas. Deben cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipos ASTM A-36 o A-50

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL		DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL	
DISEÑO EDUARDA PATRICIA CABRERA BERMEO CÓDIGO: 86436		REVISIÓN ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO	
CONTIENE: REPLANTEO PLANTA BAJA Y PRIMERA PLANTA ALTA, DETALLE PERFILES METÁLICOS		MAYO 2023	
ESCALA: 1:50 1:10		HOJA 2/4	

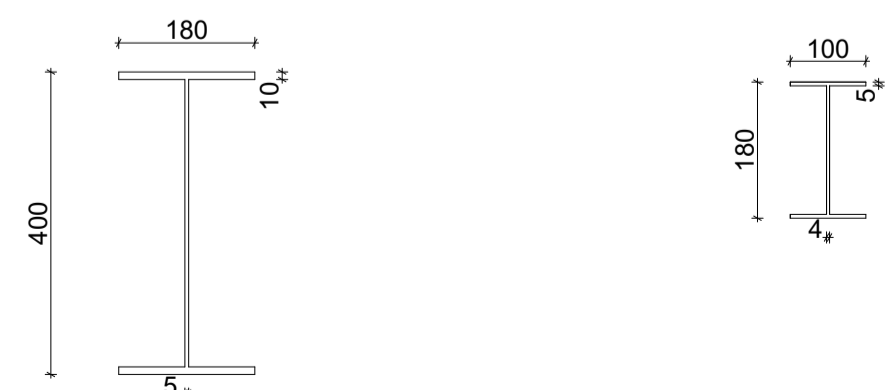


N+6.00

REPLANTEO SEGUNDA PLANTA ALTA

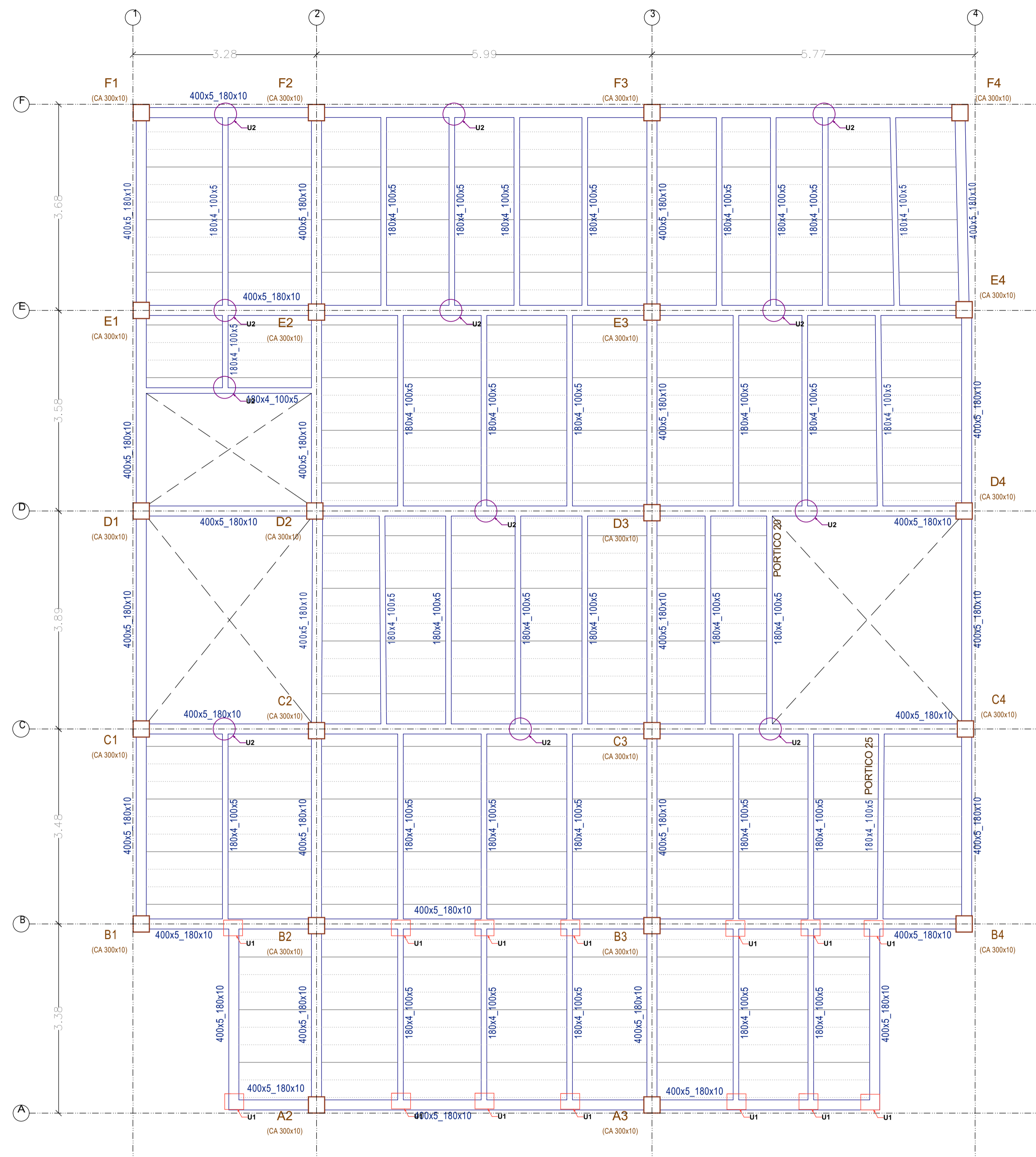
1:50

VIGAS PRINCIPALES I 400x5_180x10 mm VIGAS SECUNDARIAS I 180x4_100x5 mm



DETALLE PERFILES METÁLICOS N+3.00, N+6.00, N+9.00 1:10

Acero estructural ASTM A36 Fy=2520 kg/cm2



N+9.00

REPLANTEO TERCERA PLANTA ALTA

1:50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS


NORMAS UTILIZADAS
 AISI s10-2016 (LRFD), ANSIAISC 360-16 (LRFD) ACI 318-19
 NEC-SE-15, AISC-2016 (LRFD) Y AWS-15

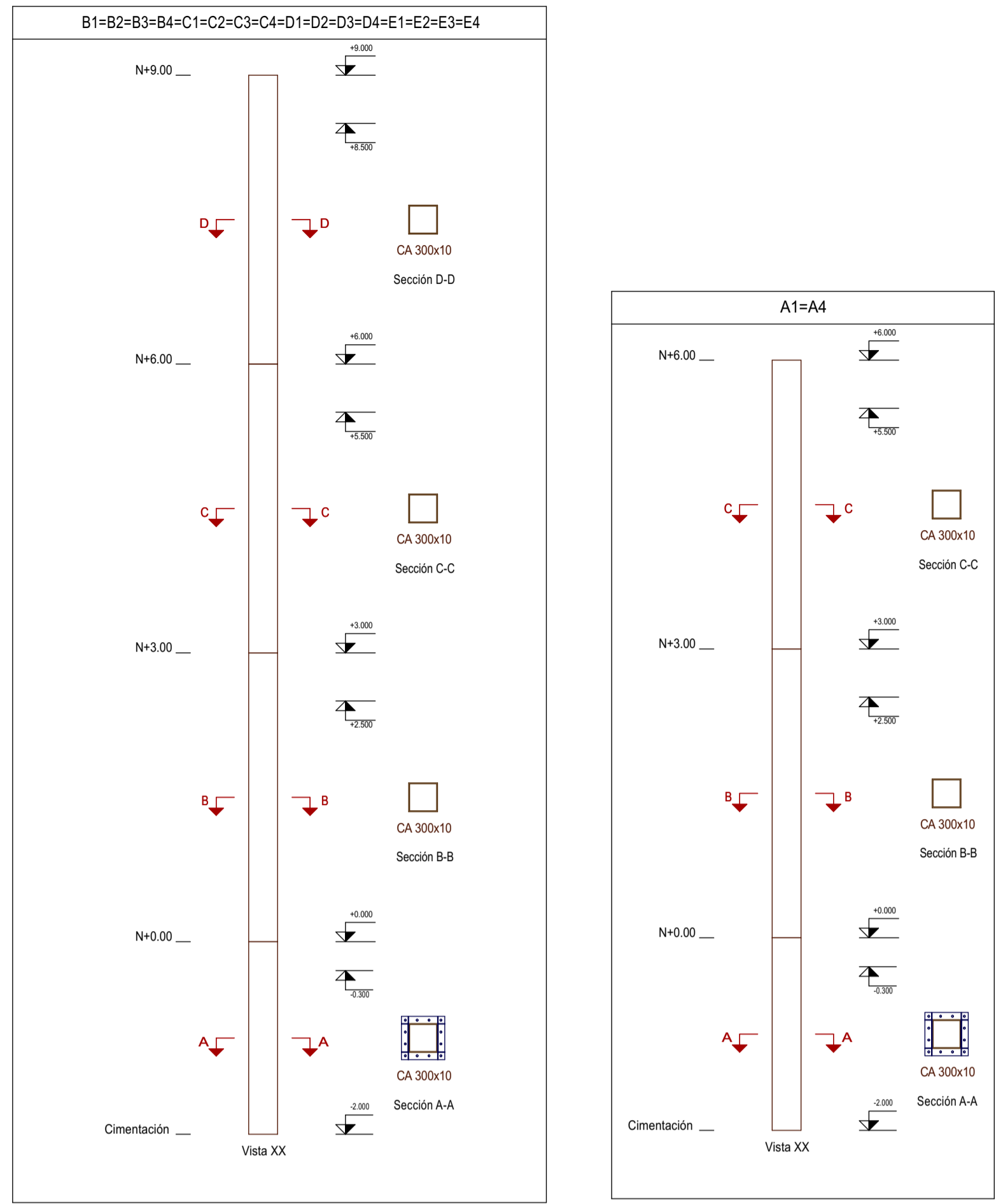
HORMIGÓN:
 A) Tamaño máximo del árido para fundiciones <=30 mm
 B) Hormigón después de 28 días de fabricado, debe tener la resistencia a la compresión f'c= 240 kg/cm2 o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%)
 C) Hormigón de nivelación f'c= 180 kg/cm2 o mayor y espesor mínimo de 10 cm

ACERO DE REFUERZO:
 A) Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2 o mayor
 B) Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y columnas)
 C) El primer estribo en vigas colocar a no más de 5 cm del elemento de apoyo.
 D) Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-19
 E) Recubrimientos del refuerzo:
 -Losas y muros: 2,5 cm
 -Vigas y columnas: 4 cm
 -Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS

Acero estructural perfiles metálicos de acero A-36. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520 kg/cm2 o mayor.
 Juntas soldadas. Deben cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipos ASTM A-36 o A-50

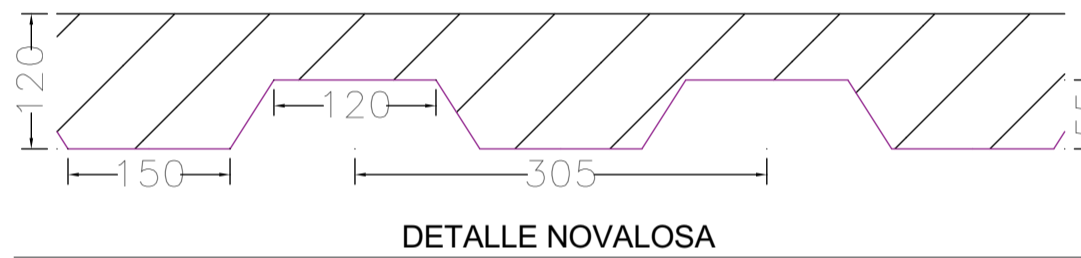
 UNIVERSIDAD DEL AZUAY FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	
DISEÑO EDUARDA PATRICIA CABRERA BERMEO CÓDIGO: 86436	DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL
CONTIENE: REPLANTEO SEGUNDA PLANTA ALTA REPLANTEO TERCERA PLANTA ALTA DETALLE PERFILES METÁLICOS	REVISIÓN ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO
ESCALA: 1:50 1:10	MAYO 2023 HOJA 3/4



VISTA COLUMNAS METÁLICAS

1:50

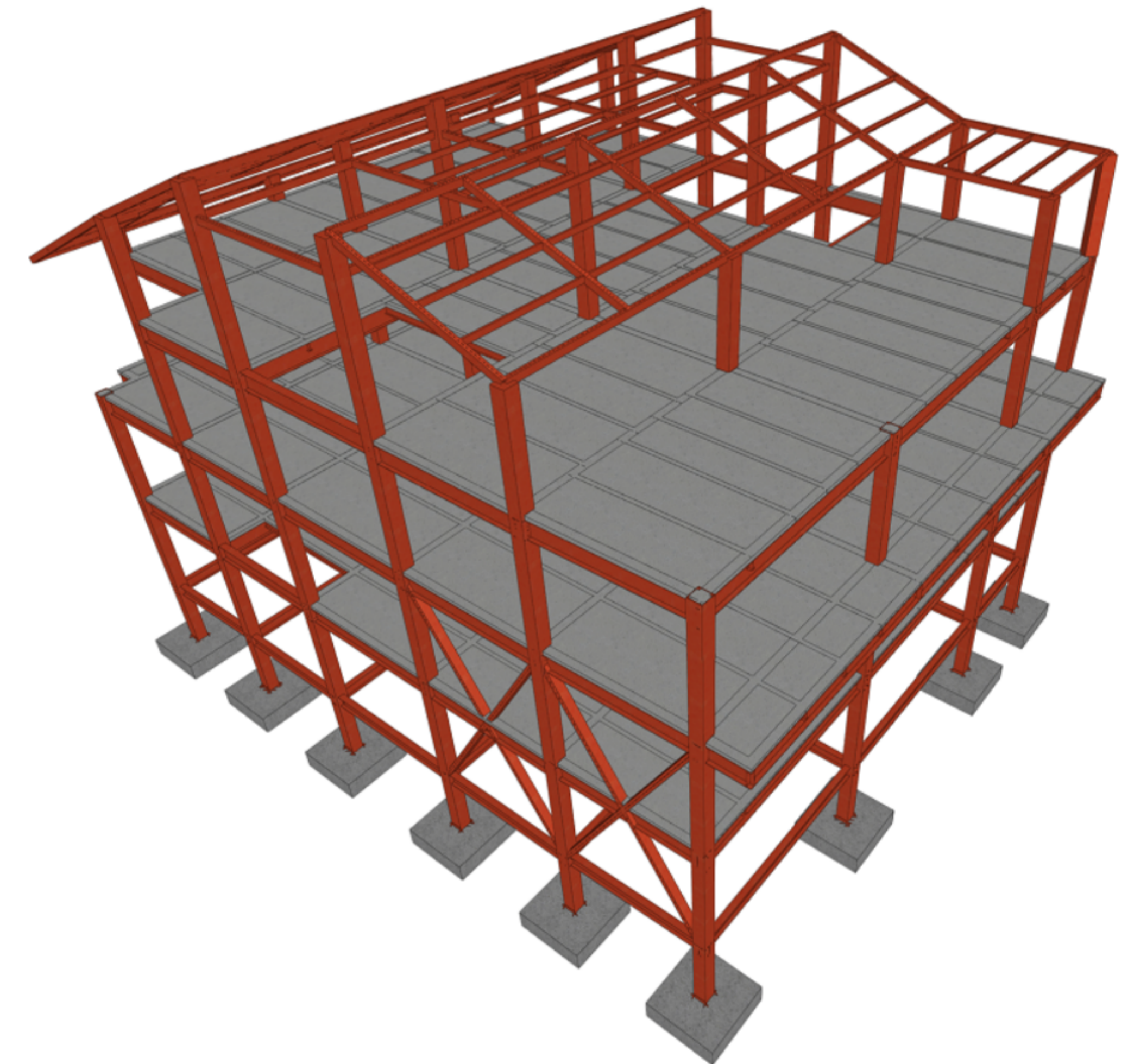
Tabla de características de losas mixtas	
PLACA COLABORANTE	
CALIBRE 22- NOVALOSA 55	
Peralte: 55 mm	
Intereje: 305 mm	
Ancho panel: 970 mm	
Ancho superior: 120 mm	
Ancho inferior: 150 mm	
Tipo de traslape lateral: Inferior	
Límite elástico: 3200 kg/cm ²	
Perfil: 0.76 mm	
Peso superficial: 7.5 kg/m ²	
Sección útil: 12.10 cm ² /m	
Momento de inercia: 41.07 cm ⁴ /m	
Módulo resistente: 13.48 cm ³ /m	
Todas las losas	
PLACA COLABORANTE, 0.76 mm, 12 cm	
Apuntalamientos	
Ningun paño necesita apuntalamiento	



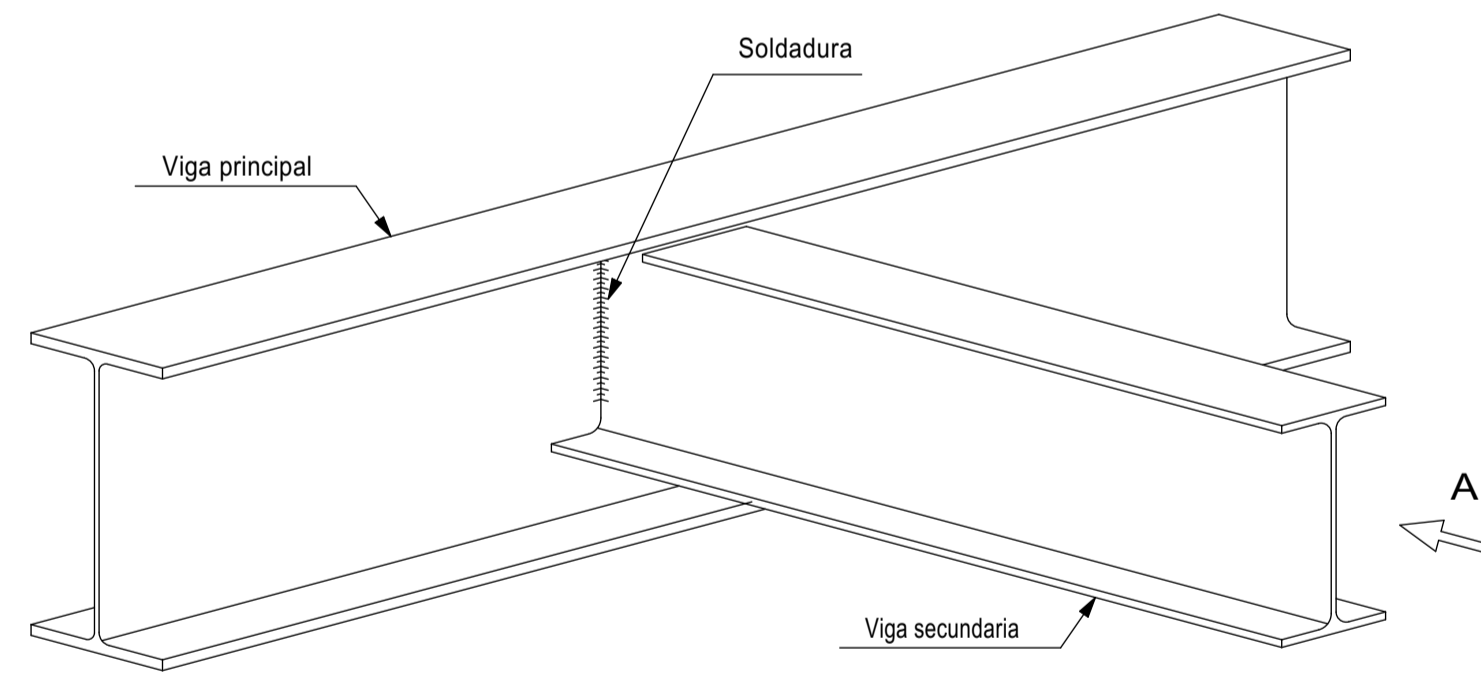
DETALLE NOVALOSA

ACERO LAMINADO Y ARMADO (ASTM A36)		
Perfil	L. perfil (m)	P. perfil (kg)
180x4_100x5	393.04	5183.38
300x4_160x8	147.59	4282.09
400x5_180x10	470.79	20326.5
COLUMNA 300x10		23493
TOTAL OBRA	1011.42	53284.97

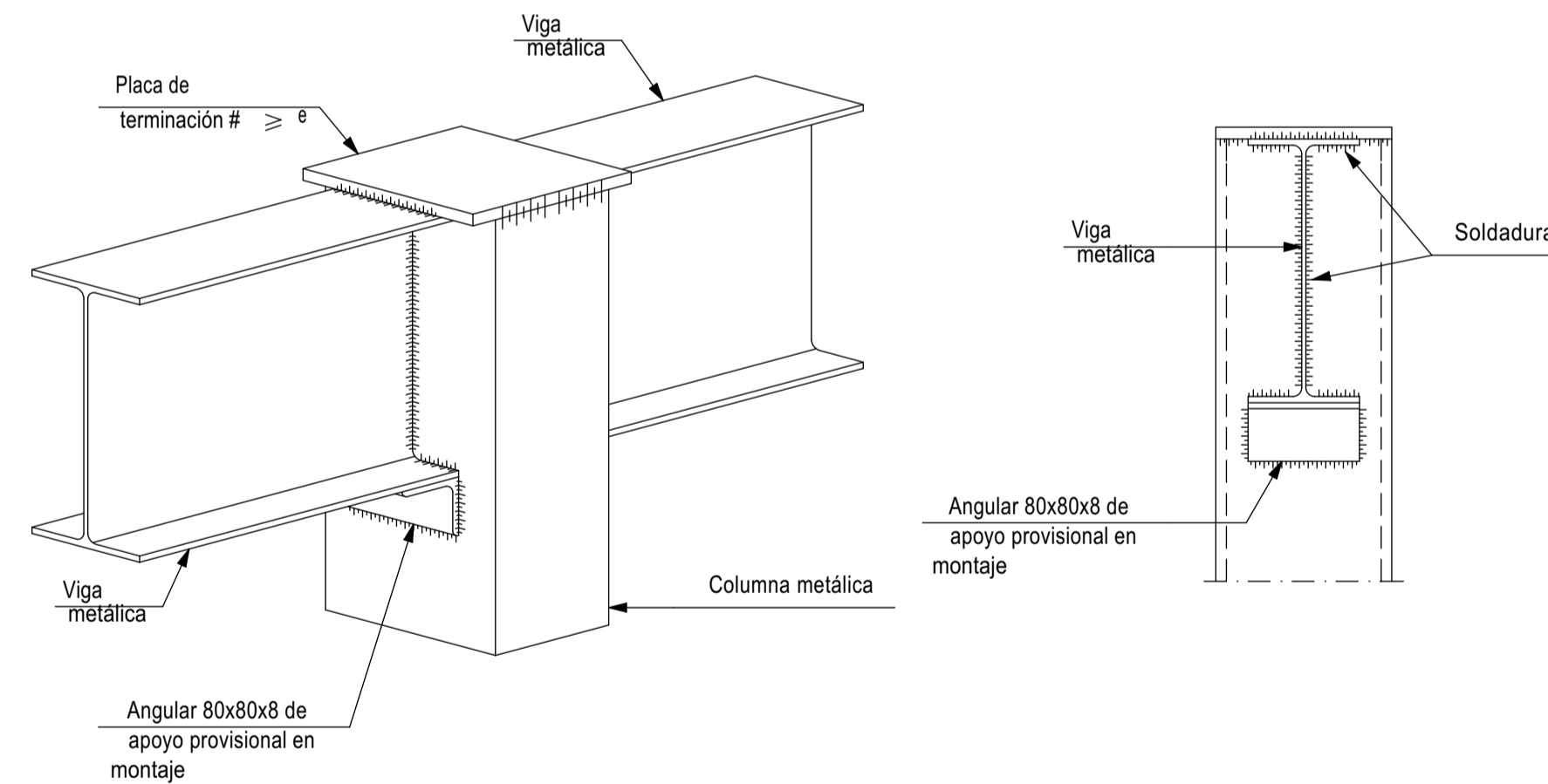
NOVALOSA 55 mm					
	N+3.00	N+6.00	N+9.00	TOTAL OBRA	
Placa colaborante 0.76 mm	236.6	273.26	219.18	729.04	m ²
Hormigón f'c=240 kg/cm ²	21.65	24.86	19.93	66.44	m ³



PERSPECTIVA 3D POSTERIOR

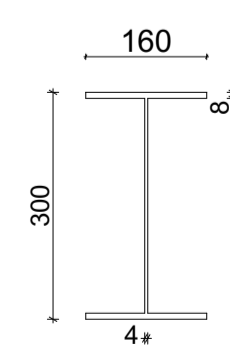


DETALLE UNIÓN VIGA-VIGUETA (UNIÓN A CORTANTE) U2 1:10



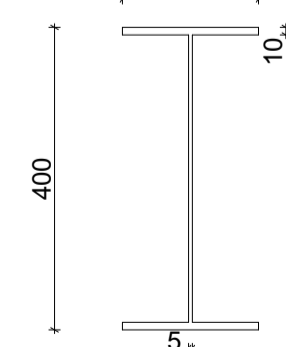
DETALLE UNIÓN VIGA-COLUMNA (UNIÓN A MOMENTO) U1 1:10

VIGAS I 300x4_160x8 mm N+0.00



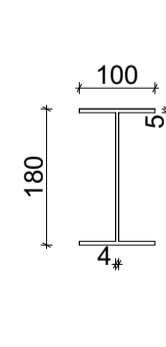
DETALLE

VIGAS PRINCIPALES I 400x5_180x10 mm



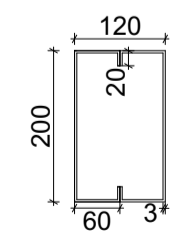
RESUMEN PERFILES METÁLICOS

VIGAS SECUNDARIAS I 180x4_100x5 mm



DIAGONAL DE ARRIOSTRAMIENTO N+0.00 A N+6.00

Doble G
200x60x20x3 mm



1:10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
NORMAS UTILIZADAS	
AISI s10-2016 (LRFD), ANSII/AISC 360-16 (LRFD) ACI 318-19 NEC-SE-15, AISC-2016 (LRFD) Y AWS-15	
HORMIGÓN:	
A) Tamaño máximo del árido para fundiciones <=30 mm	
B) Hormigón después de 28 días de fabricado, debe tener la resistencia a la compresión f'c= 240 kg/cm ² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%)	
C) Hormigón de nivelación f'c= 180 kg/cm ² o mayor y espesor mínimo de 10 cm	
ACERO DE REFUERZO:	
A) Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm ² o mayor	
B) Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y columnas)	
C) El primer estribo en vigas colocar a no más de 5 cm del elemento de apoyo.	
D) Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-19	
E) Recubrimientos del refuerzo:	
-Losas y muros: 2.5 cm	
-Vigas y columnas: 4 cm	
-Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm	
PERFILES METÁLICOS	
Acero estructural perfiles metálicos de acero A-36. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520 kg/cm ² o mayor.	
Juntas soldadas. Deben cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipos ASTM A-36 o A-50	

UNIVERSIDAD DEL AZUAY		FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA		ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	
DISEÑO		DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL			
EDUARDA PATRICIA CABRERA BERMEO CÓDIGO: 86436		REVISIÓN			
ISMAEL JOSUE CASTRO RIQUETTI CÓDIGO: 86740		ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO			
CONTIENE:		MAYO 2023			
DETALLE CONEXIONES, DETALLE NOVALOSA, DETALLE ELEVACIÓN COLUMNAS, CANTIDADES DE OBRA					
ESCALA:		1:50 1:10		HOJA 4/4	