



UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL

**Trabajo de Titulación Previo a la Obtención del Título de
Ingeniero Civil**

**Análisis costo-beneficio del uso de hormigones de 280, 350 y 450 kg/cm² de
resistencia a la compresión en una estructura de hormigón armado de uso
residencial de 8 pisos de altura ubicada en Tumbaco, Quito-Ecuador.**

Juan José Ortiz García

Quito, agosto de 2024

DECLARACION JURAMENTADA

Yo, Juan José Ortiz García, con cédula de identidad # 172541947-5, declaro bajo juramento que el trabajo aquí desarrollado es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado a calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración, cedo mis derechos de propiedad intelectual que correspondan relacionados a este trabajo, a la UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

D. M. Quito, agosto de 2024

Juan José Ortiz García

Correo electrónico: jjortiz.civ@uisek.edu.ec



DECLARATORIA

El presente trabajo de investigación titulado:

“Análisis costo-beneficio del uso de hormigones de 280, 350 y 450 kg/cm² de resistencia a la compresión en una estructura de hormigón armado de uso residencial de 8 pisos de altura ubicada en Tumbaco, Quito-Ecuador.”

Realizado por:

JUAN JOSÉ ORTIZ GARCIA

como Requisito para la Obtención del Título de:

MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL

ha sido dirigido por el profesor

HUGO MARCELO OTÁÑEZ

quien considera que constituye un trabajo original de su autor

FIRMA



Título del trabajo de titulación

Por

Juan José Ortiz García

Agosto 2024

Aprobado:

Primer Nombre, Inicial, Primer Apellido, Inicial, Tutor

Primer Nombre, Inicial, Primer Apellido, Inicial, presidente del Tribunal

Primer Nombre, Inicial, Primer Apellido, Inicial, Miembro del Tribunal

Primer Nombre, Inicial, Primer Apellido, Inicial, Miembro del Tribunal

Aceptado y Firmado: _____ día, mes, año
Primer Nombre, Inicial, Primer Apellido, Inicial.

Aceptado y Firmado: _____ día, mes, año
Primer Nombre, Inicial, Primer Apellido, Inicial.

Aceptado y Firmado: _____ día, mes, año
Primer Nombre, Inicial, Primer Apellido, Inicial.

_____ día, mes, año

Primer Nombre, Inicial, Primer Apellido, Inicial.

Presidente(a) del Tribunal

Universidad Internacional SEK

Dedicatoria

A Dios, por ser mi guía y fortaleza en cada paso.

A mi familia, quienes me han enseñado que, con esfuerzo, perseverancia y sacrificio, se pueden alcanzar grandes logros.

A mis amistades cercanas, quienes con su compañía y aliento me han acompañado en este camino.

Agradecimiento

A Dios, por la salud, sabiduría y las oportunidades que han permitido mi crecimiento académico y profesional.

A mis padres, Fernando y Alexandra, por sus palabras de amor, aliento y motivación, y por haberme permitido acceder desde pequeño a una educación de calidad, con enseñanzas académicas y espirituales que me guiarán por el camino de la honestidad y el éxito.

A mi hermana Isabel, por ser mi guía incondicional y cómplice en cada paso de la vida.

A mi tía Cecilia, mi tío político William, y mis primos Daniel, Marcela y Cristina que me abrieron las puertas a una invaluable experiencia en el campo laboral, enriqueciendo mi formación profesional.

A mis profesores, los ingenieros Hugo Otáñez y Luis Soria, por su paciencia y orientación al enseñarnos las bases y los conocimientos fundamentales de la ingeniería a lo largo de mi carrera universitaria.



Este trabajo de tesis fue realizado bajo el Programa de Investigación:

Nombre de Programa

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL

Proyecto de Investigación de la Dirección de Investigación e Innovación

DII-UISEK-PXXXXXX_X.X

Resumen

El tema de investigación permitirá realizar un análisis costo-beneficio para evaluar la aplicabilidad de hormigones de 280, 350 y 450 en estructuras de baja altura. De esta manera, se pretenderá determinar el impacto económico de su uso en dichas estructuras.

Se tiene como antecedentes que emplear HAR (Hormigones de Alta Resistencia) genera un ahorro considerable dentro de la industria de la construcción en edificaciones medianas y grandes. Con el tema de investigación, se analizarán los potenciales beneficios para estructuras de ocho pisos de altura.

Se emplearán herramientas tecnológicas de cálculo como Etabs, donde se llevará a cabo el análisis estructural aplicando todos los conocimientos de cálculo y diseño. Además, se utilizará el programa Excel para recopilar los datos necesarios para desarrollar un análisis comparativo económico y realizar cálculos adicionales.

Palabras clave: Hormigón convencional, hormigón de alta resistencia, análisis de precios unitarios, costos estructurales, resistencia a la compresión, edificación de 8 pisos de altura.

Abstract

The research topic will allow a cost-benefit analysis to be carried out to evaluate the applicability of 280, 350 and 450 concrete in low-rise structures. In this way, the aim will be to determine the economic impact of its use in said structures.

It is known that the use of high-resistance concrete can generate significant savings for the construction industry in medium and high-rise structures. With the research topic, the potential benefits for structures eight stories high will be analyzed.

Technological calculation tools such as Etabs will be used, where the structural analysis will be carried out applying all the calculation and design knowledge. In addition, the Excel program will be used to collect the data necessary to develop an economic comparative analysis and perform additional calculations.

Keywords: Conventional concrete, high-strength concrete, analysis of unit prices, structural costs, compressive strength, 8 story high building.

Tabla de contenido

1.	Capítulo 1: Introducción.....	1
1.1.	Antecedentes.....	1
1.2.	Planteamiento del problema	1
1.4.	Objetivo General	2
1.5.	Objetivos específicos.....	3
1.6.	Hipótesis.....	3
2.	Capítulo 2: Marco Teórico	4
2.1.	Hormigón.....	4
2.1.1.	Módulo de elasticidad del hormigón	4
2.1.2.	Módulo de rotura	6
2.1.3.	Hormigón de alta resistencia.....	7
2.1.3.1.	Requisitos	7
2.1.3.2.	Componentes	8
2.1.4.	Propiedades del hormigón de alta resistencia	10
2.1.5.	Aplicabilidad del hormigón de alta resistencia.....	12
2.1.6.	Hormigón de alta resistencia vs hormigón convencional	13
2.1.7.	Resistencia a la compresión.....	14
2.2.	Métodos de análisis	14
2.2.1.	Análisis lineal	14
2.2.1.1.	Método de diseño basado en fuerzas (DBF).....	16
2.2.1.2.	Análisis lineal estático	16
2.2.1.3.	Análisis sísmico modal espectral.....	17
2.2.2.	Análisis no lineal	18

2.2.3.	Análisis lineal vs análisis no lineal	19
2.3.	Factor de zona sísmica.....	20
2.4.	Espectro de respuesta	21
2.4.1.	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones (S_a).....	22
2.4.2.	Espectro inelástico de diseño en aceleraciones (S_a).....	23
2.5.	Tipos de suelos según la NEC-SE-DS.....	24
2.6.	Coeficientes de amplificación del suelo F_a , F_d , F_s	25
2.8.	Coeficiente de configuración en planta ϕ_P	27
2.9.	Coeficiente de configuración en elevación ϕ_E	28
2.10.	Factor de reducción	28
2.11.	Cortante basal	29
2.12.	Deriva de piso.....	30
2.13.	Periodo de vibración.....	32
2.14.	Radio torsión	33
2.15.	Excentricidad de masas	33
2.16.	Cargas no sísmicas	34
2.16.1.	Cargas muertas o permanentes.....	34
2.16.2.	Cargas vivas	34
2.16.3.	Combinaciones de carga	35
2.17.	Losas de dos direcciones con vigas entre apoyos en todos los lados	36
2.18.	Teoría de costos.....	37
3.	Capítulo 3: Modelación estructural	38
3.1.	Hormigón f'_c 280 kg/cm ²	38
3.1.1.	Materiales.....	38
3.1.2.	Cuantificación de cargas	38

3.1.3.	Prediseño de elementos estructurales	40
3.1.4.	Cálculo de cortante basal basándose en la NEC-SE-DS.....	44
3.1.5.	Cálculo de parámetros sísmicos.....	47
3.1.6.	Modelación estructural en Etabs.....	49
3.1.6.1.	Definición de materiales	49
3.1.6.2.	Asignación de elementos estructurales	51
3.1.6.3.	Diafragma de losa	53
3.1.6.4.	Asignación de cargas	54
3.1.7.	Verificación general de la estructura	57
3.1.7.1.	Cortante basal	57
3.1.7.2.	Derivas de piso	62
3.1.8.	Diseño de elementos estructurales	63
3.2.	Hormigón $f'c$ 350 kg/cm ²	75
3.2.1.	Materiales.....	75
3.2.2.	Prediseño de elementos estructurales	76
3.2.3.	Modelación estructural en Etabs.....	76
3.2.3.1.	Definición de materiales	76
3.2.3.2.	Asignación de elementos estructurales	77
3.2.4.	Verificación general de la estructura	79
3.2.4.1.	Cortante basal	79
3.2.4.2.	Derivas de piso	82
3.2.5.	Diseño de elementos estructurales	82
3.3.	Hormigón $f'c$ 450 kg/cm ²	83

3.3.1.	Materiales.....	83
3.3.2.	Prediseño de elementos estructurales	84
3.3.3.	Modelación estructural en Etabs.....	84
3.3.3.1.	Definición de materiales	84
3.3.3.2.	Asignación de elementos estructurales.....	85
3.3.4.	Verificación general de la estructura	86
3.3.4.1.	Cortante basal	86
3.3.4.2.	Derivas de piso	89
3.3.5.	Diseño de elementos estructurales.....	90
4.	Capítulo 4: Análisis de costos	90
4.1.	Cuantificación de materiales	90
4.2.	Análisis de precios unitarios (APUS).....	94
5.	Capítulo 5: Resultados	96
5.1.	Análisis modal espectral para diferentes resistencias a la compresión del hormigón.....	96
5.1.1.	F'c 280 kg/cm ²	97
5.1.2.	F'c 350 kg/cm ²	106
5.1.3.	F'c 450 kg/cm ²	113
5.2.	Comparativa de secciones transversales de elementos estructurales en función del f'c del hormigón	120
5.3.	Presupuesto.....	123
	Conclusiones.....	126
	Recomendaciones.....	130
	Bibliografía.....	130

Anexos.....	134
--------------------	------------

Índice de Figuras

Figura 1: Ecuador, zonas sísmica para propósitos de diseño y el valor de zona Z	20
Figura 2: Gráfica S_a vs periodo.....	47
Figura 3: Derivas máximas por piso en sentido X	97
Figura 4: Derivas máximas por piso en sentido Y	98
Figura 5: Modos de vibración en la estructura	100
Figura 6: Derivas máximas por piso en sentido X	107
Figura 7: Derivas máximas por piso en sentido Y	108
Figura 8: Modos de vibración en la estructura	109
Figura 9: Derivas máximas por piso en sentido X	114
Figura 10: Derivas máximas por piso en sentido Y	115
Figura 11: Modos de vibración en la estructura	116
Figura 12: Peso estructural en función de la resistencia al hormigón empleada.....	123

Índice de Tablas

Tabla 1: Módulos de elasticidad para cada hormigón	6
Tabla 2: Componentes del hormigón, requisitos y normas	8
Tabla 3: Propiedades físicas y mecánicas del hormigón en su estado fresco.....	11
Tabla 4: Propiedades físicas y mecánicas del hormigón en su estado endurecido.....	12
Tabla 5: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	20
Tabla 6: Clasificación de los perfiles de suelo	24
Tabla 7: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	25
Tabla 8: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	26
Tabla 9: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	26
Tabla 10: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	27
Tabla 11: Configuraciones estructurales recomendadas	28
Tabla 12: coeficiente sísmico para estructuras no edificables similares a los edificios .	29
Tabla 13: Coeficientes C_t y α	33
Tabla 14: Combinaciones de carga básicas según la NEC.....	35
Tabla 15: Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados	36
Tabla 16: Sobrecargas estructura.....	39
Tabla 17: Cargas vivas: Sobrecargas mínimas	39
Tabla 18: Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección	41
Tabla 19: Determinación valor k.....	48
Tabla 20: Datos agrupados valores y coeficientes para obtención espectro de respuesta y cortante basal	49
Tabla 21: Valores de inercia por agrietamiento para elementos estructurales	51

Tabla 22: Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.	68
Tabla 23: Deflexión máxima admisible calculada	73
Tabla 24: Guía para anchos de fisura razonables	73
Tabla 25: Cantidad de hormigón en vigas en función de la resistencia a la compresión empleada.....	91
Tabla 26: Cantidad de hormigón para columnas en función de la resistencia a la compresión empleada	91
Tabla 27: Acero de refuerzo para vigas en función de la resistencia a la compresión del hormigón empleada	92
Tabla 28: Cantidad de acero de refuerzo para columnas en función de la resistencia a la compresión empleada	92
Tabla 29: Cantidad acero de refuerzo para losas en función del tipo de resistencia empleada.....	93
Tabla 30: Volúmenes en obra.....	94
Tabla 31: Modos de vibración y deformaciones	99
Tabla 32: Ratios de masa modales participantes (Tabla resumida)	101
Tabla 33: Centros de masa y rigidez de la estructura (resumido)	103
Tabla 34: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección X..	104
Tabla 35: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección Y..	104
Tabla 36: Ratios de participación de masa estática y dinámica	105
Tabla 37: Periodo E_{tabs}	106
Tabla 38: Modos de vibración y deformaciones	108
Tabla 39: Ratios de masa modales participantes (Tabla resumida)	110
Tabla 40: Centros de masa y rigidez de la estructura (resumido)	110

Tabla 41: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección X..	111
Tabla 42: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección Y..	112
Tabla 43: Ratios de participación de masa estática y dinámica	112
Tabla 44: Periodo Etabs.....	113
Tabla 45: Modos de vibración y deformaciones	115
Tabla 46: Ratios de masa modales participantes (Tabla resumida)	117
Tabla 47: Centros de masa y rigidez de la estructura (resumido)	117
Tabla 48: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección X..	118
Tabla 49: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección Y..	119
Tabla 50: Ratios de participación de masa estática y dinámica	119
Tabla 51: Periodo Etabs.....	120
Tabla 52: Dimensiones finales-vigas.....	121
Tabla 53: Dimensiones finales-columnas.....	122
Tabla 54: Resumen comparativo costos totales por elemento.....	125

1. Capítulo 1: Introducción

1.1. Antecedentes

El tema de investigación permitirá realizar un análisis costo-beneficio para evaluar la aplicabilidad de hormigones de 280, 350 y 450 en estructuras de baja altura. De esta manera, se pretenderá determinar el impacto económico de su uso en dichas estructuras.

Se tiene como antecedentes que emplear HAR (Hormigones de Alta Resistencia) genera un ahorro considerable dentro de la industria de la construcción en edificaciones medianas y grandes. Con el tema de investigación, se analizarán los potenciales beneficios para estructuras de ocho pisos de altura.

Se emplearán herramientas tecnológicas de cálculo como Etabs, donde se llevará a cabo el análisis estructural aplicando todos los conocimientos de cálculo y diseño. Además, se utilizará el programa Excel para recopilar los datos necesarios para desarrollar un análisis comparativo económico y realizar cálculos adicionales.

1.2. Planteamiento del problema

El tema de investigación se centrará en ejecutar un análisis que permita identificar el impacto económico que tendría el uso de distintos tipos de hormigones con diferentes resistencias en la construcción de un edificio de ocho pisos de altura. Dado los escasos estudios que hay para dichas estructuras, el tema de investigación pretenderá extender la investigación sobre el impacto económico para este tipo de edificaciones.

El problema de investigación se formulará de la siguiente manera: “¿Cómo el uso de hormigones de 280, 350 y 450 en un edificio de 8 pisos pueden afectar de manera positiva a nivel presupuestario al constructor?”

Preguntas accesorias:

1. ¿Cuáles son los requisitos estructurales con cada uno de los hormigones de diferentes resistencias a compresión para el edificio de ocho pisos de altura?
2. ¿Cómo van a variar los costos de construcción de acuerdo con el tipo de hormigón que se desee utilizar?
3. Estas variaciones en los costos, ¿serán positivas o negativas?
4. ¿Se deberán tomar en cuenta consideraciones adicionales, que se vean afectadas directa o indirectamente por el tipo de hormigón que se utilice, como, por ejemplo, la durabilidad de la estructura?

1.3. Justificación de estudio

Diversos estudios han demostrado que el uso de hormigones de alta resistencia en estructuras de grandes alturas genera ahorros importantes, desde el punto de vista económico son amplios. Al ser un hormigón especial que cuenta con una resistencia superior al hormigón convencional ayuda a reducir secciones en elementos estructurales, como vigas, columnas y losas de cimentación, manteniendo los estándares de calidad que las normas nacionales e internacionales lo exigen.

Estudios relacionados para estructuras de uso residencial de 8 pisos de altura son limitados, por lo cual, con el tema de investigación se pretende analizar la incidencia del uso de hormigones con distinta resistencia a la compresión en la construcción de este tipo de edificaciones.

1.4. Objetivo General

Identificar el impacto económico mediante un análisis costo-beneficio sobre el uso de hormigones de resistencias de 280, 350 y 450 en la construcción de un edificio de hormigón armado de ocho pisos de altura para uso residencial. Se evaluará las solicitaciones estructurales con cada uno de los hormigones empleando el uso de Etabs, determinando tamaño de secciones en elementos estructurales. Se va a realizar un “APU”

comparativo con cada hormigón y se pretende determinar el hormigón que optimice costos garantizando la estabilidad y durabilidad de la estructura.

1.5. Objetivos específicos

- Evaluar mediante análisis estructurales requisitos de diseño estructural haciendo uso de la herramienta “Etabs”. Se realizará un análisis donde se pueda analizar la variación de los requisitos de diseño para los elementos estructurales (vigas y columnas) del modelo en función de la resistencia a la compresión del hormigón que se vaya a emplear.

- Ejecutar un análisis de costos, que permita determinar la viabilidad del proyecto según el hormigón que se emplee. Se agrupará la información en Excel donde se realizará un análisis comparativo de los costos totales de la edificación según el tipo de hormigón.

- Comparar, mediante APUs, el precio de cada hormigón. Se realizará un análisis de presupuestos donde se considere la cantidad de acero y hormigón que requerirá la estructura y se determinará el tipo de hormigón más económico y rentable para el edificio.

1.6. Hipótesis

El uso de un hormigón de alta resistencia de 450 kg/cm² en una edificación de uso residencial de hormigón armado de 8 pisos de altura resulta en una reducción moderada en el tamaño de secciones de los elementos estructurales sin que esto comprometa a su resistencia, durabilidad y viabilidad, lo que genera a su vez una reducción moderada en los costos de ejecución del proyecto inmobiliario, optimizando de esta manera su eficiencia constructiva, estructural y económica. Conforme la resistencia del hormigón vaya aumentando, se mejora la eficiencia constructiva, reduciendo de esta manera tiempo y recursos para ejecutar el proyecto.

2. Capítulo 2: Marco Teórico

2.1.Hormigón

Uno de los materiales más utilizados en el ámbito de la ingeniería civil es el hormigón. Su nivel de importancia radica en la resistencia y durabilidad que proporciona a las estructuras. Es uno de los materiales más flexibles por lo que se puede emplear para diferentes aplicaciones, también puede ser muy resistente para cualquier clima si se fabrica y cura con propiedad.

Está compuesto por cemento, agregados finos y gruesos y agua. En ocasiones y dependiendo de las propiedades que se requiera del hormigón, como su resistencia y durabilidad, las condiciones ambientales, como climas fríos y cálidos, el tipo de construcción, como obras de grandes envergaduras, problemas específicos que se requieran resolver, como la segregación o la permeabilidad y otro tipo de consideraciones económicas y de sostenibilidad, se colocan aditivos específicos para mejorar sus propiedades.

2.1.1. Módulo de elasticidad del hormigón

Conocido también como “Módulo Young” es una medida de rigidez del hormigón. Se define como la relación entre la tensión y la deformación unitaria en el área elástica del material. En el diseño de una estructura de hormigón, influye en cómo ésta se deforma bajo cargas aplicadas. (Boixader, 2019)

Para determinar el módulo de elasticidad, se consideran las curvas esfuerzo-deformación que son representaciones gráficas donde muestran la manera en la que responde el hormigón bajo cargas aplicadas.

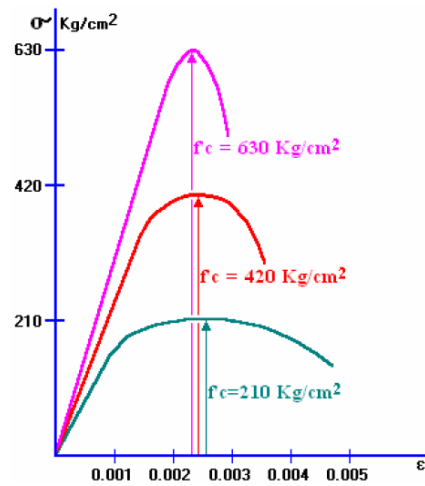


Ilustración 1: Curvas esfuerzo-deformación de hormigones de diferentes resistencias

Fuente (Romo, 2008)

La fórmula para calcular el módulo de elasticidad es la siguiente:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Donde:

- σ tensión (fuerza por unidad de área) que es aplicada sobre el material
- ϵ deformación unitaria (cambio de longitud original) que resulta de la tensión

El American Concrete Institute conocido con el código ACI 318S – 08, ha determinado la siguiente fórmula obtenida de forma experimental que simplifica el cálculo del módulo de elasticidad y nos da un aproximado de su valor:

$$Ec = 15000\sqrt{f'c}$$

Ecuación 1: Módulo de elasticidad según el ACI 318S-08

Donde:

- $f'c$ es la resistencia del hormigón en Kg/cm²

La NEC-SE-HM por su parte, define el módulo de elasticidad en la sección 3.3.3. como la raíz cúbica del módulo de elasticidad del agregado por la raíz cuadrada de $f'c$ y por un factor de 1.15 como se muestra a continuación:

$$Ec = 1.15 * \sqrt[3]{Ea} * \sqrt{f'c}$$

Sin embargo, la fórmula definida por la ACI no se ajusta a nuestra realidad, pues las características físicas y mecánicas de los materiales y agregados que se emplean para la elaboración del hormigón son distintas. Con este antecedente, a través de ensayos experimentales, como menciona Yancha, 2013, se ha llegado a concluir que emplear la **ecuación 2** en nuestro territorio, es lo más eficiente y se ajusta mejor a las características de los materiales locales.

$$Ec = 12500 * \sqrt{f'c}$$

Ecuación 2: Módulo de elasticidad

Existen diversos factores que pueden llegar a afectar al módulo de elasticidad del hormigón, como, por ejemplo, su composición, pues dependerá del tipo de cemento que se utilice ya que éste influirá en su rigidez, las proporciones de la mezcla (relación agua-cemento) y cantidad y calidad de los agregados, además de otros factores externos, como las condiciones ambientales. Como muestra la **ilustración 1**, los hormigones de menor resistencia a compresión muestran una mayor capacidad de deformación que los hormigones de alta resistencia.

Resistencia (Kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad (Kg/cm ²)
210	217000
280	251000
350	281000
420	307000

Tabla 1: Módulos de elasticidad para cada hormigón

Fuente (Romo, 2008)

Su importancia en el campo de la ingeniería civil, al ser un parámetro fundamental para el diseño de las estructuras de hormigón, radica en el análisis de deflexiones, pues define la cantidad en la que los elementos estructurales se van a deformar.

2.1.2. Módulo de rotura

Es también conocido como la resistencia a la flexión del hormigón. Este mide la capacidad del hormigón para resistir la tensión bajo cargas a flexión. Este módulo permite

analizar los elementos estructurales que se deforman por flexión como vigas y losas. Su unidad de medida son los Mpa (megapascuales).

2.1.3. Hormigón de alta resistencia

Diseñado para alcanzar una resistencia a la compresión significativamente más alta que los hormigones convencionales. Se caracteriza, a diferencia de los hormigones convencionales, de tener una relación agua/cemento baja, además de agregados y aditivos de alta calidad para mejorar sus propiedades mecánicas y durabilidad. Al referirse a hormigones de alta resistencia, suponen propiedades mecánicas superiores además de presentar una mayor durabilidad frente a ataques químicos y patológicos. (Ingenieros Asesores, 2019)

2.1.3.1.Requisitos

Para su elaboración, al ser un hormigón diferente a los demás, se debe seguir un proceso detallado y controlado para su fabricación. Es por ello que existe una serie de consideraciones y requisitos a seguir si se quiere aprovechar al máximo sus propiedades. Para obtener su mejor desempeño, se deberá radicar en un estricto control de calidad para que la precisión y las técnicas de curado del hormigón sean las adecuadas. El uso de superplastificantes que se agreguen para lograr mantener una trabajabilidad óptima deberá ser los óptimos para asegurar la densidad y evitar vacíos.

A través de la **tabla 2**, se han recopilado datos donde constan los requisitos para cada componente del HAR y la norma en la que se basan.

Componentes		Requisitos	Norma
Cemento		Cumplimiento de norma para el tipo de cemento adecuado.	INEN 490:2011
Agregado	Grueso	Un tamaño máximo nominal, ya que ocupa casi un 75% del hormigón.	ACI 211.4R_08
	Fino	Cumplir con una correcta granulometría, entre un rango de (2.50 - 3.20).	ASTM_C33
Agua		Pureza: libre de aceites, ácidos, sales, etc.	INEN-1108
Aditivos		Mejoran las propiedades del hormigón clasificándose en aditivos minerales y químicos.	ASTM

Tabla 2: Componentes del hormigón, requisitos y normas

Fuente (Oña & Morales, 2020)

2.1.3.2.Componentes

- **Cemento**

Es un material utilizado principal como aglomerante que se forma al mezclar piedra caliza, arcilla y yeso. Se caracteriza por ser un polvo suave y fino pues se endurece al entrar en contacto con el agua que ayuda a regular el tiempo de fraguado. Algunos de los cementos, dependiendo del uso que se le quiera dar, contienen aditivos minerales que ayuden a mejorar propiedades específicas. Utilizado para unir agregados finos y gruesos (arena y grava) para dar forma al concreto y mortero, que llega a desarrollar una resistencia mecánica a partir de un proceso de hidratación. (Osorio, s.f.)

Dentro de la industria de la construcción, existe una gran variedad de tipos de cemento, que va a variar de su composición en base al uso que se le quiera dar en obra. Es importante recalcar que, a pesar de estar relacionados, cemento y concreto no son lo mismo, pues el cemento es un ingrediente del concreto mientras que el concreto es el resultado producto de la mezcla del cemento, junto con agua y agregados finos y gruesos.

- **Agregados**

Son materiales granulares (gruesos y finos) que se mezclan con el cemento y agua para dar forma al concreto. Estos llegan a ocupar el volumen del concreto un 60% y 75% mientras que representan entre un 70% a 80% del peso. (Alvarado, 2014)

- **Agregados finos**

Son partículas pequeñas que pueden pasar por un tamiz de 4.75 mm, es decir, son partículas finas inferiores a los 5 mm. Ayudan a mejorar la trabajabilidad del hormigón y cohesión. Gracias a sus características de absorción, es capaz de absorber un gran porcentaje de humedad ayudando a que el hormigón sea trabajable y seco. (Alvarado, 2014)

- **Agregados gruesos**

A diferencia de los agregados finos, estos son retenidos por un tamiz de 4.75 mm, es decir, son mayores a los 5 mm y suelen ser en general de 9.5 mm a 38 mm. Están compuestos principalmente por fragmentos de roca y grava. Estos compuestos, además de proporcionar masa y resistencia a la compresión al hormigón, ayudan a reducir la contracción y deformación del concreto durante el secado. Para optimizar al máximo el hormigón, se debe seleccionar agregados de calidad, con una dureza adecuada y resistencia. (Alvarado, 2014)

- **Agua de mezclado**

Utilizada para hidratar el cemento, ayudando a activar el proceso de fraguado y endurecimiento del hormigón. Para evitar que su uso afecte negativamente al concreto, se debe asegurar que el agua esté limpia, es decir, que no contenga impurezas como materiales orgánicos, ácidos, sales y otros contaminantes. El contenido de agua que se use para la mezcla influirá directamente en la trabajabilidad del concreto, su resistencia y durabilidad. Alcanzando niveles óptimos de proporción agua/cemento logrará alcanzar las características mecánicas deseadas y de esa manera se minimizarán problemas como

la segregación del concreto y formación de fisuras con el tiempo producto de las altas temperaturas por su exposición al sol o por el calor habitual de la zona en la que se lo use. (Osorio, s.f.)

- **Aditivos**

Sustancias químicas diferentes al cemento, agua y agregados que se añaden a la fabricación de un hormigón en pequeñas cantidades. Agregarlos ayuda a modificar y mejorar las propiedades, tanto físicas como químicas, del concreto. Ayudan a mejorar su trabajabilidad, y dependiendo de lo que se requiera para obra, acelerar o retardar el tiempo de fraguado. Entre otras ventajas que se encontrará del uso de aditivos y que variarán del tipo y ubicación de la obra, están aumentar la resistencia, reducir su permeabilidad y mejorar su durabilidad frente a factores externos como el clima.

2.1.4. Propiedades del hormigón de alta resistencia

Se caracteriza por soportar mayores cargas y resistir condiciones ambientales adversas, gracias a que cuenta con una menor deformación y por consiguiente mayor resistencia a la compresión, abrasión y corrosión contribuyendo de esta manera favorablemente a la aportación estructural en términos de sostenibilidad, tanto a nivel de protección, durabilidad y seguridad. (Cemex, s.f.)

Propiedades	Descripción
Consistencia	Capacidad de deformarse bajo la acción de su propio peso, depende del grado de fluidez.
Docilidad	Capacidad para ser colocado en obra utilizando equipos de compactación que se disponga, es decir, la facilidad para eliminar vacíos dentro de la misma
Homogeneidad	Distribución de los componentes de manera regular por toda la mezcla depende del amasado, transporte, colocación.
Cohesión	Capacidad de hormigón de no perder homogeneidad estando en reposo o en movimiento.
Segregación	Cuando no tienen cohesión, separación de los materiales de la mezcla de hormigón.
Exudación	Acumulación de una lámina de agua en la superficie del hormigón debido a las densidades los materiales.

Tabla 3: Propiedades físicas y mecánicas del hormigón en su estado fresco

Fuente (Oña & Morales, 2020)

Propiedades		Descripción
Densidad		Es la masa por unidad de volumen, en función de su naturaleza y granulometría de los agregados, si es bien compactado su densidad aumenta.
Permeabilidad		Es la facilidad con la que el hormigón permite el paso de un fluido esto puede suceder por presión o capilaridad.
Compacidad		Consiste en la colocación de volumen de hormigón mayor en un volumen determinado, tratando de eliminar la menor cantidad de burbujas de aire presentes en la mezcla.
Resistencia a la compresión		Capacidad para soportar una carga por unidad de área, dentro de las propiedades mecánicas la más importantes.
Durabilidad		Capacidad para resistir la presencia de agentes físicos o químicos, que conlleven al deterioro de este.
Retracción	Retracción plástica	Cambio volumétrico en la pasta del cemento la cual aumenta por la pérdida de agua mediante evaporación, produciendo agrietamientos superficiales.
	Retracción autógena	Cambios volumétricos en estado endurecido, puede presentarse cuando se realiza un curado continuo o no existe una correcta circulación de humedad.
	Retracción por secado	Es producida por la falta de agua en poros y capilares que se pierde durante el secado.

Tabla 4: Propiedades físicas y mecánicas del hormigón en su estado endurecido

Fuente (Oña & Morales, 2020)

2.1.5. Aplicabilidad del hormigón de alta resistencia

El hormigón de alta resistencia (HAR) ha generado impactos positivos en el sector de la construcción al ser capaz de soportar mayores cargas si se lo compara con un hormigón convencional. Su alta resistencia a la compresión, que es significativamente mayor a la de un hormigón convencional, generalmente es superior a los 40 MPa. Su alta resistencia a la compresión permite la construcción de estructuras que sean más esbeltas y ligeras, reduciendo tamaños de elementos estructurales, lo que permite disponer de más espacio útil; y aumentando la capacidad de carga de las edificaciones. (Molins, s.f.)

La estructura de un HAR, al ser de baja permeabilidad, se presenta de forma más densa y compacta que reduce la penetración de agua y otros agentes agresivos a los que

las edificaciones se ven expuestas. Esta baja permeabilidad, mejora la durabilidad del concreto previniendo la corrosión del acero de refuerzo. (Chryso, s.f.)

Su durabilidad, al combinarse alta resistencia y baja permeabilidad, da paso a un HAR con mayor resistencia, por lo que prolonga la vida útil de las estructuras reduciendo además costos de mantenimiento y reparación.

Otro factor importante, es que el HAR cuenta con un módulo de elasticidad superior a la de un hormigón convencional, lo que indicaría una mayor rigidez, permitiendo diseños de estructuras que sean capaces de soportar mayores cargas sin que estas se deformen de manera significativa, mejorando así su estabilidad estructural. Además, el HAR posee una mayor resistencia a la flexión, lo que es ideal para aplicaciones donde las fuerzas de flexión predominan como es del caso de puentes y rascacielos. (Osorio, s.f.)

2.1.6. Hormigón de alta resistencia vs hormigón convencional

El hormigón convencional respecto al de alta resistencia se caracteriza por su composición de materiales primarios estándar. Por un lado, en hormigón convencional se compone principalmente de cemento Portland, agua, agregados finos y gruesos, y ocasionalmente se agregan aditivos para mejorar ciertas de sus propiedades. Por otro lado, el HAR utiliza una mezcla especial que incluyen materiales de mejor capacidad, como cemento de alta resistencia, agregados seleccionados de manera más cuidadosa y aditivos superplastificantes para que mejoren su trabajabilidad y resistencia. (Grupo Grasa, 2023)

Dentro del campo de la trabajabilidad, el hormigón convencional apunta a tener una mejor trabajabilidad que el HAR, especialmente si se suprime del uso de aditivos. Sin embargo, los superplastificantes que se agregan al HAR ayudan a mejorar su manejabilidad lo que lo convierte en una excelente opción.

Dentro de las aplicaciones y usos que se le puede dar a cada tipo de hormigón, son amplias y variarán de acuerdo con el uso que se los quiera dar. Por un lado, el hormigón convencional es adecuado para una amplia gama de aplicaciones dentro del campo, como por ejemplo cimentaciones, losas, muros de contención, elementos estructurales como vigas y columnas que sean de una carga intermedia o menor. Mientras que, por el otro lado, los HAR se suelen utilizar para proyectos que requieran de una resistencia superior y excepcional, que ayude a garantizar su durabilidad, como es el caso de edificios de gran altura como los rascacielos, puentes de alta carga vehicular, etc.

2.1.7. Resistencia a la compresión

Las propiedades de la resistencia a la compresión de un hormigón típico pueden estar entre los 200 a los 400 kg/cm², mientras que el hormigón de alta resistencia supera fácilmente lo 400 kg/cm². Además, la durabilidad del HAR será mayor debido a su menor porosidad y mayor densidad, lo que lo convierte en un elemento más resistente a la penetración del agua, ataques químicos agresivos y de corrosión.

La norma ACI 363R indica que el hormigón de alta resistencia experimenta un incremento significativo en su resistencia en las primeras etapas de curado si se lo compara con un hormigón convencional. Sin embargo, esta diferencia en la ganancia de la resistencia se vuelve menos relevante a largo plazo, pues ambos tipos de hormigón tienden a estabilizarse y presentar resistencia que son comparables después de un periodo prolongado. (ACI Committee 363, 2008)

2.2. Métodos de análisis

2.2.1. Análisis lineal

Asume que las relaciones entre las deformaciones y las fuerzas aplicadas en una estructura son lineales. Esto implica entonces que los desplazamientos y las deformaciones serán proporcionales a la cada carga que se aplique. En este análisis, la

respuesta total de una estructura frente a múltiples cargas será la suma de las respuestas a cada carga individual a la que esté sometida. Este análisis muestra que la estructura se comporta elásticamente regresando así a su forma original cuando se retiran las cargas sobre ésta.

Este análisis permite una evaluación más precisa de la manera en la que una estructura va a responder ante cargas dinámicas, considerando los efectos de inercia y amortiguamiento, identificando posibles modos de fallo. La **ilustración 2** ayuda a entender los modos de vibración de un edificio, ilustrando cómo la estructura se deforma en respuesta a excitaciones dinámicas bajo diferentes frecuencias naturales. Cada modo que se representa en la ilustración representa una forma distinta de vibración específica en la estructura, tienen una frecuencia natural asociada y una forma modal que describe de qué manera se deforma la estructura en ese modo.

Por otro lado, las frecuencias naturales son aquellas a las que la estructura tiende a vibrar naturalmente cuando es excitada.

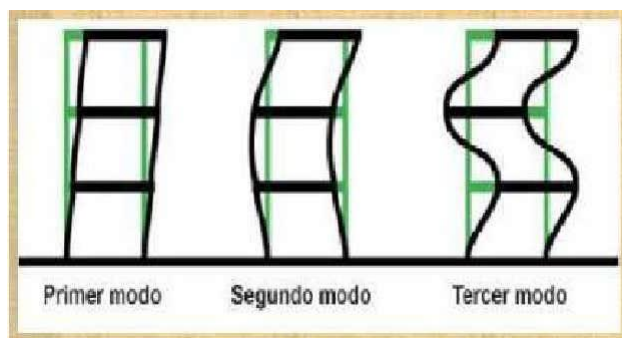


Ilustración 2: Análisis modal de las estructuras

Fuente (Murga, s.f.)

Una mejor manera para poder representar los espectros es mediante la gráfica pseudo-aceleración espectral (PSa) vs el período. La **ilustración 3** explica de mejor manera esta interpretación.

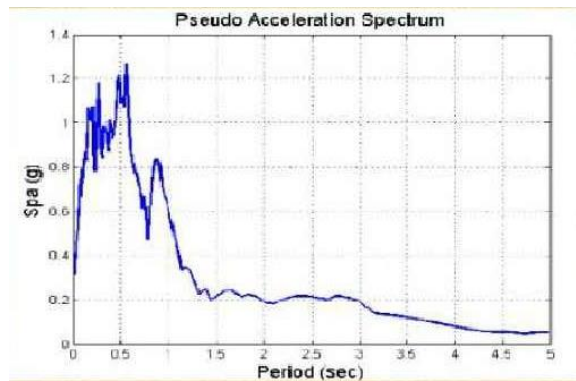


Ilustración 3: Gráfica pseudo aceleración del espectro vs período

Fuente (Murga, s.f.)

2.2.1.1. Método de diseño basado en fuerzas (DBF)

Este método parte de la idea de que la estructura debe resistir las fuerzas sísmicas mediante la asignación de resistencias a los elementos estructurales asumiendo que tendrán una distribución uniforme de ductilidad. Sin embargo, el método DBF ignora la relación que existe entre la resistencia y la rigidez, llevando a una estimación inexacta de los periodos de vibración de las edificaciones. Además, se basa en factores de reducción de resistencia que no son óptimos para todas las estructuras, pues se asume que las estructuras de un mismo tipo tendrán la misma capacidad de ductilidad. (Suarez, 2009)

Por estas razones, la NEC-SE-DS en el capítulo 6, establece una serie de requisitos y limitaciones que presenta el método DBF y los factores a considerar durante el análisis estructural, que permitirán analizar el comportamiento de la estructura de manera adecuada para la realidad del país.

2.2.1.2. Análisis lineal estático

Muestra la respuesta de una estructura frente a cargas aplicadas, suponiendo que estas son aplicadas de forma gradual y constante. Calcula las deformaciones unitarias, los desplazamientos, las fuerzas de reacción y las tensiones que son provocadas por cargas aplicadas sobre la estructura. En este análisis, se asume que las propiedades del material y la geometría de la estructura no cambian con el tiempo, además de que las

deformaciones son lo suficientemente pequeñas como para que las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad se mantengan lineales. (SolidWorks, 2021)

2.2.1.3. Análisis sísmico modal espectral

El análisis o método modal espectral considera cada propiedad dinámica que tenga una estructura, como sus modos de vibración y la fluencia de cada uno en la respuesta total. Su propósito es representar de manera más precisa el comportamiento estructural real frente a acciones de los sismos. Se utiliza para evaluar el comportamiento dinámico de las estructuras sometidas a movimientos sísmicos.

- **Suposición estática**

Supone que las cargas se van aplicando de manera lenta y gradual hasta alcanzar sus magnitudes completas, manteniéndose constantes que no van a variar con el tiempo.

Las cargas que van a variar con el tiempo como las vivas y provocan por ende fuerzas de amortiguamiento representativas garantizan el análisis dinámico. Estas cargas dinámicas tienden a cambiar con el tiempo y en algunos casos suelen generar fuerzas de inercia y amortiguamiento considerables que no pueden ser ignoradas. (SolidWorks, 2021)

- **Suposición de linealidad**

Esta suposición establece que la relación existente entre cargas y las respuestas es lineal. Un caso de ejemplo es que si se llegan a duplicar las cargas sobre una estructura la respuesta que se dará, ya sean desplazamientos, deformaciones unitarias y las tensiones, también se van a duplicar. (SolidWorks, 2021)

Esta suposición se la podrá realizar en caso de que:

- Todos los materiales que se implementen cumplan con la Ley de Hooke, misma que establece que la tensión es proporcional de manera directa a la deformación unitaria.

- Los desplazamientos inducidos sobre la estructura son lo suficientemente pequeños que pueda dar lugar a que se ignore el cambio de rigidez causado por una carga.
- Las cargas deberán ser invariables en cuanto la magnitud, la dirección y la distribución de éstas, es decir, que no deberán cambiar mientras se deforma el modelo.

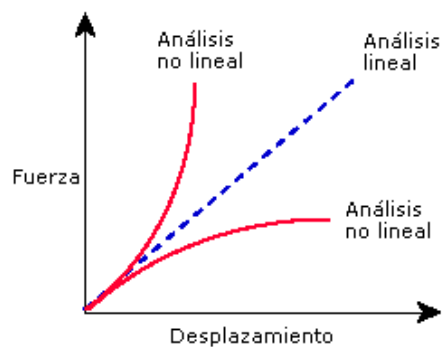


Ilustración 4: gráfica fuerza-desplazamiento en análisis lineal y no lineal

Fuente (Pavón, 2021)

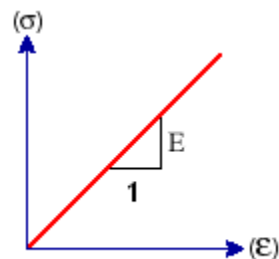


Ilustración 5: Relación tensión-deformación en un material elástico

Fuente (anónimo, s.f.)

2.2.2. Análisis no lineal

Estudia el comportamiento de las estructuras bajo cargas extremas. A diferencia del análisis lineal, el análisis no lineal considera efectos como grandes deformaciones, desplazamientos grandes, entre otros. Dentro de las grandes deformaciones, por ejemplo, el análisis no lineal trabaja en situaciones donde las deformaciones son lo suficientemente grandes como para que los efectos no lineales sean significativos. Comúnmente nos

encontraremos con esto cuando se estudien estructuras que estén sometidas a cargas extremas, ya sean terremotos o explosiones. En el caso de los grandes desplazamientos, se estudia como en estructuras que están sometidas a cargas dinámicas o movimientos sísmicos, los desplazamientos serán lo suficientemente grandes como para que los efectos no lineales dominen. (Maldonado, 2012)

2.2.3. Análisis lineal vs análisis no lineal

Para representar las respuestas que tendrá una estructura ante las cargas aplicadas, se representa un gráfico “desplazamiento generalizado vs fuerza generalizada”, donde se realiza una comparación de las diferencias entre ambos análisis. La gráfica en mención es la siguiente:

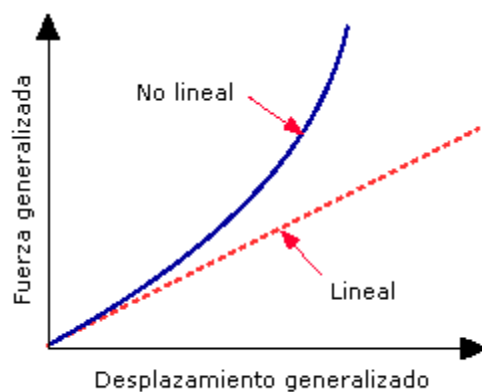


Ilustración 6: gráfica fuerza-desplazamiento en análisis lineal y no lineal

Fuente (Alvarado, s.f.)

Dentro del análisis lineal, se observa que la curva tiende a estar dentro del rango elástico de la estructura. Esto nos muestra que el desplazamiento que tendrá la misma aumentará proporcionalmente con la fuerza que se la aplique siguiendo una relación lineal. Por otro lado, en el análisis no lineal, la curva muestra un comportamiento no lineal que se encuentra dentro del rango elástico. Indica lo siguiente: la relación existente entre desplazamiento y fuerza variará a lo largo de la carga que se la aplique.

2.3.Factor de zona sísmica

La NEC establece lineamientos y requisitos técnicos para garantizar la seguridad y estabilidad de las edificaciones en el Ecuador. Uno de los aspectos más importantes que toma en cuenta esta norma es el factor de zona sísmica que se utiliza para diseñar estructuras resistentes a sismos.

La información clasificada en la NEC-SE-DS en los capítulos 3 y 10 en las secciones 3.1.1 y 10.2 respectivamente establecen los valores de Z para cada zona del Ecuador.

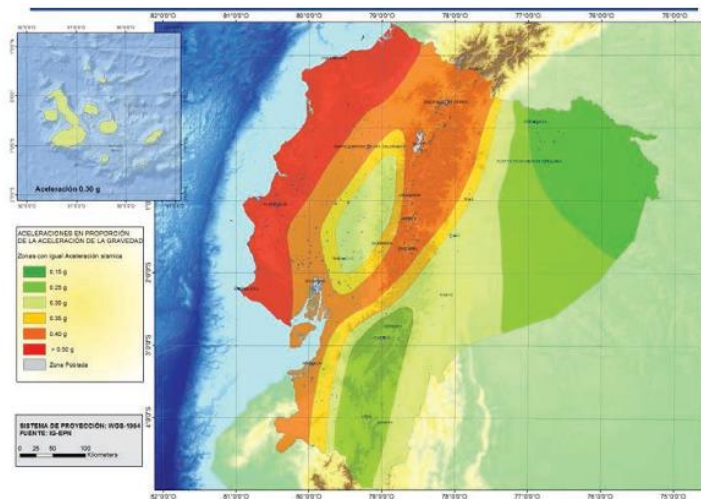


Figura 1: Ecuador, zonas sísmica para propósitos de diseño y el valor de zona Z

Fuente (NEC, 2015)

Para los edificios de uso común, el valor Z se lo usa para representar la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño que se lo expresa como fracción de la aceleración de la gravedad. (NEC-SE-DS, 2014)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 5: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente (NEC, 2015)

Para facilitar la determinación del factor Z para cada ciudad, en el capítulo 10, en la sección 10.2, la NEC-SE-DS presenta la tabla 16 donde constan las poblaciones ecuatorianas y el valor del factor Z que se les asigna a cada una.

2.4. Espectro de respuesta

Es una curva que muestra la máxima respuesta, ya sea el desplazamiento, la velocidad o la aceleración, de una serie de osciladores armónicos simples que son modelos de un grado de libertad (1GDL), que tienen diferentes periodos naturales cuando se someten a la misma excitación sísmica. (Universidad Distrital Francisco José de Caldas, 2017)

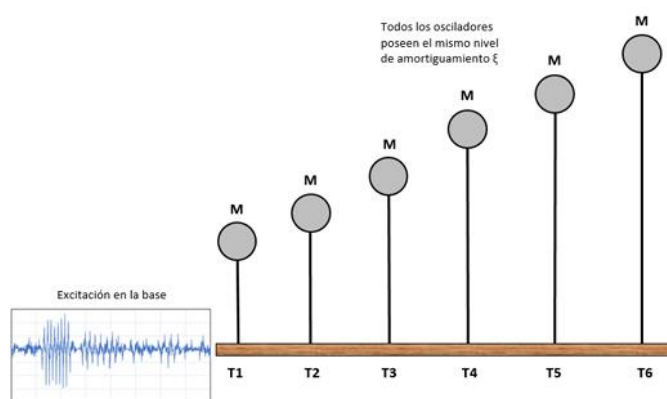


Ilustración 7: Evaluación de diferentes osciladores dinámicos de 1 GDL

Fuente (Universidad Distrital Francisco José de Caldas, 2017)

Los códigos de diseño definen espectros a diferentes condiciones geotécnicas, esto para lograr ofrecer soluciones que sean estadísticamente confiables y de fácil aplicabilidad. Estos se basan en los análisis de información recopilada de la respuesta de distintas edificaciones instrumentadas, además de estaciones de medición. Dichos registros se evalúan sobre osciladores de 1 GDL con distintos periodos que representan todas las configuraciones estructurales posibles. (Universidad Distrital Francisco José de Caldas, 2017)

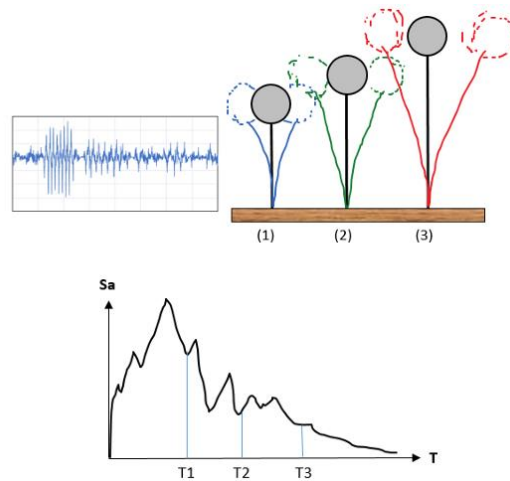


Ilustración 8: Construcción de un espectro de respuesta

Fuente (Universidad Distrital Francisco José de Caldas, 2017)

Los registros de las respuestas máximas se organizan en función de su periodo.

Se sabe que $T_1 < T_2 < T_3$ graficando el máximo valor de cada respuesta.

El eje “Sa” pertenece a la ordenada espectral deseada a representar, mientras que en el eje “T” corresponde al periodo de vibración.

El periodo natural de vibración (T) es el tiempo en tardar una estructura para completar una secuencia de oscilación libre. Se mide en segundos y variará según las características que tenga la estructura.

Por otro lado, la aceleración de respuesta (Sa) es la aceleración máxima que experimenta una edificación con un determinado periodo natural bajo la acción de movimientos horizontales de los sismos. Generalmente es expresado en términos de la aceleración gravitacional (g).

2.4.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones (Sa)

$S_a(T_a)$ es el espectro de diseño en aceleración. Para obtener este valor, que “obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%” (NEC, 2015) la NEC en la sección 3.3.1 plantea la **ecuación 3** y la **ecuación 4** válidas para los periodos (T) de vibración de la estructura que pertenecen a los rangos que acompañan a cada ecuación.

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c$$

Ecuación 3: Espectro de diseño en aceleración con rango 1

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^T \quad \text{Para } T \geq T_c$$

Ecuación 4: Espectro de diseño en aceleración con rango 2

La NEC proporciona una gráfica explicando de manera más detallada, el espectro de respuesta elástico de aceleraciones, expresado en forma de fracción de la aceleración de la gravedad para el nivel del sismo de diseño, representado en la **ilustración 9** en línea con los siguiente factores:

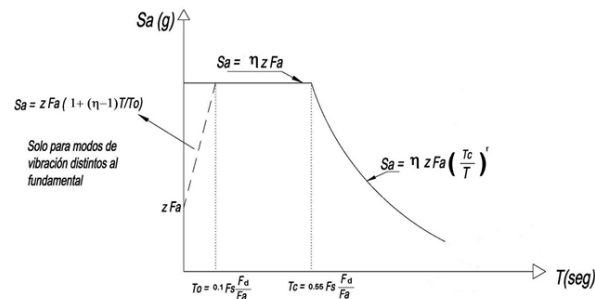


Ilustración 9: Espectro elástico de respuesta de diseño en aceleraciones según la NEC

Fuente (NEC, 2015)

2.4.2. Espectro inelástico de diseño en aceleraciones (S_a)

Este espectro es basado en el comportamiento inelástico de edificaciones al momento en que se presenta un sismo, permitiendo de esta manera desarrollar un diseño que sea más realista. Este espectro de forma directa se lo obtiene mediante el factor de reducción R cuyo valor se lo determina en la **sección 2.10**.

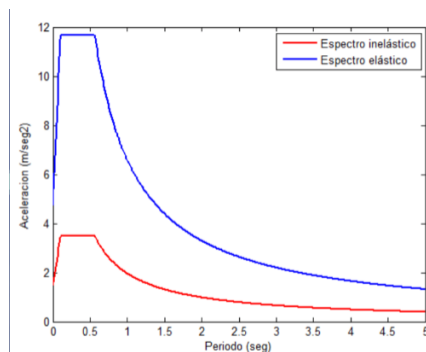


Ilustración 10: Espectro elástico vs espectro inelástico

Fuente (Pérez, 2021)

2.5. Tipos de suelos según la NEC-SE-DS

La NEC-SE-DS, mediante la **tabla 6** establece los casos en los que un suelo pertenece a un tipo de perfil específico de acuerdo con su composición y características específicas.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia o ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Tabla 6: Clasificación de los perfiles de suelo

Fuente (NEC, 2015)

2.6. Coeficientes de amplificación del suelo F_a , F_d , F_s

Los coeficientes de amplificación del suelo son factores que se utilizan para el diseño de las estructuras para tener en cuenta los efectos de cada tipo de suelo en la respuesta sísmica de una estructura ajustando la respuesta del espectral de ésta que reflejen cómo los suelos pueden amplificar o atenuar las ondas de los sismos.

El coeficiente F_a , según lo establece la NEC, es un coeficiente de amplificación sísmica que se utiliza en ordenadas del espectro de respuesta en periodos pequeños. La **tabla 7**, tomada de la NEC-SE-DS, muestra los valores a asignar para coeficiente F_a según el tipo de perfil del subsuelo y el área donde se encuentra ubicada la estructura.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Tabla 7: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Fuente (NEC-SE-DS, 2015)

La **tabla 6** ayuda a definir el tipo de perfil de subsuelo, mientras que la **Figura 1** y ayuda a definir el factor Z. Si es necesario, consultar la sección 10.2 de la NEC-SE-DS para determinar el factor Z.

El coeficiente F_s , según lo establece la NEC, es un coeficiente de amplificación sísmica que se aplica a las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para periodos intermedios. La **tabla 8**, tomada de la NEC-SE-DS, muestra los valores que se asigna al coeficiente F_s según el tipo de perfil del subsuelo y el área donde se encuentra ubicada la estructura.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tabla 8: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Fuente (NEC-SE-DS, 2015)

Para finalizar, el coeficiente **F_d**, según lo establece la NEC, es un coeficiente de amplificación sísmica que se aplica a las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para periodos largos. La **tabla 9**, tomada de la NEC-SE-DS, muestra los valores que se asigna al coeficiente F_d según el tipo de perfil del subsuelo y el área donde se encuentra ubicada la estructura.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Tabla 9: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Fuente (NEC-SE-DS, 2015)

2.7. Coeficiente de importancia

Según lo establece la NEC, el factor de importancia se emplea para ajustar las fuerzas de diseño sísmico según su uso y la importancia de la estructura, de esta manera se garantiza que las edificaciones, por sus cualidades de uso o nivel de importancia,

puedan permanecer operativas o sufran daños menores durante y después de un sismo. La **tabla 10** muestra los coeficientes de importancia que se deben emplear de acuerdo con el tipo de uso e importancia de las estructuras según la NEC.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 10: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente (NEC, 2015)

2.8. Coeficiente de configuración en planta ϕ_p

Este parámetro, que también es conocido como el coeficiente de regularidad en planta, evalúa la regularidad geométrica y distribución de masa y rigidez en una estructura en planta de un edificio. Una planta es regular cuando distribuye de manera uniforme las masas y las rigideces, facilitando de tal manera un comportamiento que sea más predecible y uniforme durante un evento sísmico. (C. Medina & S. Medina, 2017)

Una planta que es regular asegura una distribución más uniforme de los esfuerzos sísmicos a través de la estructura, reduciendo de esta manera la posibilidad de concentraciones de esfuerzos en áreas específicas que podrían inducir en fallas localizadas.

La NEC-SE-DS mediante la **tabla 11** define las configuraciones estructurales que se recomienda, tanto en elevación como en planta, estableciendo un coeficiente ϕ_p igual a 1, en este caso para la configuración en planta.

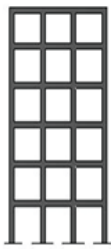
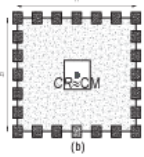
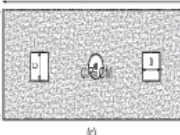
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_P=1$	 (a)
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_E=1$	 (a)		 (b)
	 (b)		 (c)

Tabla 11: Configuraciones estructurales recomendadas

Fuente (NEC-SE-DS, 2015)

2.9. Coeficiente de configuración en elevación ϕ_E

Se refiere a la distribución de masas y rigideces a lo largo de la altura de la estructura. Es un coeficiente importante, pues influye en la manera en la que la estructura responde a las fuerzas horizontales producto de sismos o vientos.

En edificaciones con configuraciones irregulares en elevación, como aquellas que tienen cambios abruptos en su rigidez, las demandas sísmicas y de viento pueden llegar a aumentar de manera significativa.

Al igual que el coeficiente de configuración en planta, la NEC-SE-DS define las configuraciones estructurales recomendadas, en elevación como en planta, estableciendo un coeficiente ϕ_E igual a 1, en este caso para la configuración en elevación. Para obtener este valor, se consulta la **tabla 11**.

2.10. Factor de reducción

El factor de reducción de respuesta o factor R se utiliza para disminuir las fuerzas sísmicas elásticas calculadas a niveles que las estructuras reales puedan soportar de manera segura. El factor R, según la ASCE 7-16, tiene en cuenta la capacidad de las

estructuras para disipar la energía a través de deformaciones inelásticas durante un evento sísmico.

Permite reducir las fuerzas sísmicas elásticas a niveles que sea óptimos y seguros para el diseño y construcción, evitando un diseño conservador y costoso. Para definir el valor de “R”, la ASCE 7-16 establece en el capítulo 15 sección 15.4.1 mediante la tabla 15.4-1 “Coeficientes sísmicos para estructuras no edificables similares a los edificios” los valores del coeficiente “R” que variarán de acuerdo con el tipo de estructura.

Nonbuilding Structure Type	Detailing Requirements	R	Ω_0	C_d	Structural System and Structural Height, h_n , Limits (ft) ^a				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^b	E ^b	F ^c
Steel storage racks	Sec. 15.5.3.1	4	2	3.5	NL	NL	NL	NL	NL
Steel cantilever storage racks hot-rolled steel									
Ordinary moment frame (cross-aisle)	15.5.3.2 and AISC 360	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
Ordinary moment frame (cross-aisle) ^d	15.5.3.2 and AISC 341	2.5	2	2.5	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinary braced frame (cross-aisle)	15.5.3.2 and AISC 360	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
Ordinary braced frame (cross-aisle) ^d	15.5.3.2 and AISC 341	3.25	2	3.25	NL	NL	NL	NL	NL
Steel cantilever storage racks cold-formed steel ^f									
Ordinary moment frame (cross-aisle)	15.5.3.2 and AISI S100	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
Ordinary moment frame (cross-aisle)	15.5.3.2 and AISI S100	1	1	1	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinary braced frame (cross-aisle)	15.5.3.2 and AISI S100	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
Building frame systems:									
Steel special concentrically braced frames	AISC 341	6	2	5	NL	NL	160	160	100
Steel ordinary concentrically braced frame	AISC 341	3 ^{3/4}	2	3 ^{3/4}	NL	NL	35 ^f	35 ^f	NP ^g
With permitted height increase	AISC 341	2 ^{1/2}	2	2 ^{1/2}	NL	NL	160	160	100
With unlimited height	AISC 360	1.5	1	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
Moment-resisting frame systems:									
Steel special moment frames	AISC 341	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Special reinforced concrete moment frames ^h	ACI 318, including Chapter 18	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Steel intermediate moment frames:	AISC 341	4.5	3	4	NL	NL	35 ^{h,j}	NP ^{h,j}	NP ^{h,j}
With permitted height increase	AISC 341	2.5	2	2.5	NL	NL	160	160	100
With unlimited height	AISC 341	1.5	1	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
Intermediate reinforced concrete moment frames:	ACI 318, including Chapter 18	5	3	4.5	NL	NL	NP	NP	NP
With permitted height increase	ACI 318, including Chapter 18	3	2	2.5	NL	NL	50	50	50
With unlimited height	ACI 318, including Chapter 18	0.8	1	1	NL	NL	NL	NL	NL
Steel ordinary moment frames:	AISC 341	3.5	3	3	NL	NL	NP ^{h,j}	NP ^{h,j}	NP ^{h,j}
With permitted height increase	AISC 341	2.5	2	2.5	NL	NL	100	100	NP ^{h,j}
With unlimited height	AISC 360	1	1	1	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinary reinforced concrete moment frames:	ACI 318, excluding Chapter 18	3	3	2.5	NL	NP	NP	NP	NP
With permitted height increase	ACI 318, excluding Chapter 18	0.8	1	1	NL	NL	50	50	50

Tabla 12: coeficiente sísmico para estructuras no edificables similares a los edificios

Fuente (ACI318s, 2014)

Pese a que la tabla define un valor R de 8 para los pórticos especiales de momento de hormigón armado, se ha recomendado cambiar ese valor a 6 para que se proporcione un margen de seguridad adicional, basándose en lo establecido en la **sección 2.2.1.1**.

2.11. Cortante basal

Es la suma acumulativa de las fuerzas cortantes de cada uno de los pisos, que se refleja en la base del edificio. Estas fuerzas cortantes que se presentan en cada piso son

el resultado de la aplicación de la fuerza sísmica a un nivel específico y se van acumulando conforme se desciende hacia la base. (Saavedra, 2016)

Esta fuerza puede considerarse con o sin reducción, como lo establece le NEC y dependerá de los factores específicos contemplados en las especificaciones de esta.

Para calcular el cortante basal total de diseño (V), se empleará la **ecuación 5**:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Ecuación 5: Cortante basal

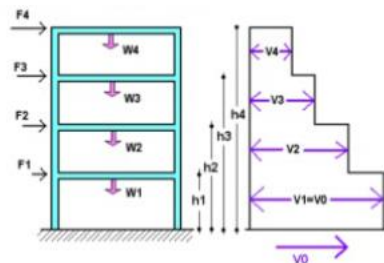


Ilustración 11: Esfuerzo de corte basal

Fuente (Saavedra, 2016)

2.12. Deriva de piso

Las derivas de piso, también conocidas como desplazamientos laterales de pisos, son una medida critica en el diseño estructural, especialmente en las áreas que son propensas a los movimientos sísmicos. La deriva de piso se refiere al desplazamiento horizontal relativo entre dos pisos seguidos de una estructura bajo el movimiento de las cargas laterales, ya sean vientos o movimientos telúricos fuertes.

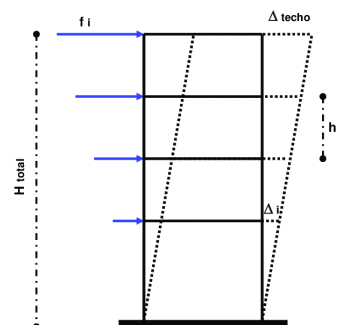


Ilustración 12: Desplazamiento horizontal de las edificaciones (derivas de piso)

Fuente (Barbat, 2007)

Para determinar la deriva del piso bajo cargas sísmicas, la ASCE 7-16 en la sección 12.8.6 plantea la siguiente ecuación:

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{xe}}{I}$$

Ecuación 6: Desplazamiento del piso completo

Donde:

δ_x : Desplazamiento total de un piso (mm)

C_d : Factor de amplificación de la flecha

δ_{xe} : Flecha en la ubicación requerida, determinada por un análisis elástico (mm)

I : coeficiente de importancia, definido en la **tabla 10**

Para definir el valor de “ C_d ”, la ASCE 7-16 establece en el capítulo 15 sección 15.4.1 mediante la tabla 15.4-1 “Coeficientes sísmicos para estructuras no edificables similares a los edificios” los valores del coeficiente “ C_d ” que variarán de acuerdo con el tipo de estructura.

2.12.1. Deriva inelástica

La NEC establece que el máximo límite a permitir de la deriva inelástica deberá ser del 2%. Al calcular este valor, se emplea la **ecuación 7**.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Ecuación 7: Deriva inelástica

Donde:

- $\Delta E \rightarrow$ Desplazamiento que se obtiene en la implementación de fuerzas laterales del diseño
- $R \rightarrow$ Factor de reducción de respuesta definido en la **sección 2.10**.

2.13. Periodo de vibración

Este parámetro comprende cómo una estructura actúa ante las cargas dinámicas como las de terremotos o viento.

El periodo de vibración se lo representa con la letra (T) y es el tiempo que una estructura tarda en realizar una oscilación completa bajo un movimiento vibratorio libre que se mide en segundos.

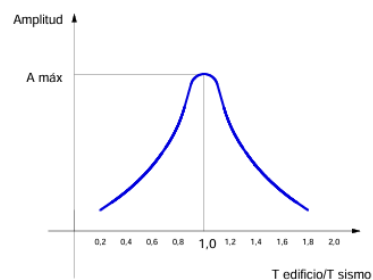


Ilustración 13: Variación de la aceleración o desplazamientos en función de la relación de los periodos de oscilación del edificio y del sismo

Fuente (Schäferling, 2016)

La NEC define la **ecuación 8** que va en función de la altura de la edificación.

$$T = C_t h_e^\alpha$$

Ecuación 8: Periodo de vibración de la estructura

Donde:

- $T \rightarrow$ Periodo de vibración de la estructura
- $C_t \rightarrow$ Configuración estructural. Se lo obtiene mediante la **tabla 13**.
- $\alpha \rightarrow$ Impedencia. Se lo obtiene mediante la **tabla 13**.
- $h_e \rightarrow$ Altura del edificio [m]

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 13: Coeficientes C_t y α

Fuente (NEC-SE-DS, 2023)

2.14. Radio torsión

Se refiere a la torsión inducida sobre una estructura debido a la distribución asimétrica de las masas o rigideces de los elementos estructurales. Esto puede causar que la estructura gire alrededor de su eje vertical durante un evento sísmico o por otras fuerzas laterales como las del viento. La asimetría en la distribución de masa, conocida como masa excéntrica, o por la rigidez excéntrica en el plano del piso. (Arancibia, 2012)

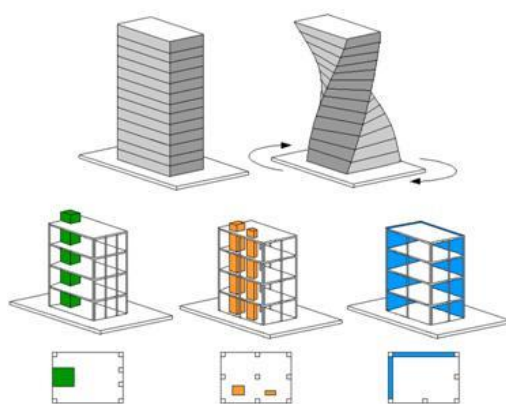


Ilustración 14: Torsión en edificaciones según los arreglos estructurales.

Fuente (Brochas, 2019)

2.15. Excentricidad de masas

Se refiere a la distancia entre el centro de masa, ya sea de cada piso o de toda la edificación y el CR. Esta excentricidad es una medida de la distribución no uniforme de las masas y la rigidez en el plano de una estructura. (Bordin, 2023)

EL centro de masa CM es aquel punto en donde se considera que está concentrada toda la masa de un piso. Esta dependerá de la distribución de las masas, ya sean cargas permanentes, de ocupación, equipos, entre otros.

Por otro lado, el centro de rigidez CR es aquel punto donde se puede considerar a la rigidez lateral de la estructura acumulada. En este punto las fuerzas laterales aplicadas no inducen torsión y dependerá de la distribución de los elementos estructurales.

2.16. Cargas no sísmicas

Son las fuerzas aplicadas a una estructura que no están relacionadas con las fuerzas de los sismos. Estas se consideran durante el diseño y análisis estructural con el fin de lograr asegurar su seguridad y funcionalidad bajo distintas condiciones operativas. La NEC-SE-CG se enfoca en las cargas no sísmicas que tienen que ser consideradas en el diseño de la estructura. Estas, se clasifican en permanentes, variables y accidentales.

Dentro de las cargas permanentes están los elementos estructurales, como las instalaciones (eléctricas, sanitarias, mecánicas, etc.) y demás componentes fijos. Las cargas variables, conocidas como las vivas que dependen del uso y ocupación que se quiera dar a la edificación. Dentro de estas cargas, también se toma en cuenta el viento y el granizo.

2.16.1. Cargas muertas o permanentes

Cargas que son constantes y permanentes a lo largo del tiempo. Representan el peso propio de la estructura.

La NEC-SE-CG en el apéndice 4 sección 4.1. “Carga muerta: pesos de los materiales”, define los pesos unitarios de cada material de construcción de usos más frecuentes agrupados en la tabla 8 de dicha norma.

2.16.2. Cargas vivas

A diferencia de las cargas muertas, que son constantes y permanentes, las cargas vivas representan las fuerzas adicionales que pueden actuar sobre una estructura debido a la presencia y movimientos de personas, muebles, vehículos, equipos móviles, etc. Estas varían en magnitud y ubicación con el tiempo y son aplicadas a las estructuras durante su uso y ocupación.

La NEC-SE-CG, al igual que las muertas, en la sección 4.2. “Carga viva: sobrecargas mínimas” del apéndice 4, agrupa en la tabla 9 de dicha norma los valores de

cargas, uniformemente distribuidas (L_o) y concentradas (P_o), de acuerdo con la ocupación y uso que se dará a cada espacio.

2.16.3. Combinaciones de carga

Utilizadas para el diseño para asegurarse de que una estructura pueda soportar las cargas a lo largo de su vida operativa. Estas combinaciones tienen en cuenta diferentes tipos de cargas y sus posibles interacciones. La NEC proporciona directrices específicas sobre cómo combinar estas cargas que permita garantizar la estabilidad y seguridad de una estructura.

A continuación, la **tabla 14** muestra los tipos de combinaciones básicas posibles según la NEC:

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L_r ; S ; R]
--

Combinación 3*

1.2 D + 1.6 max[L_r ; S ; R] + max[L ; 0.5W]

Combinación 4*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L_r ; S ; R]

Combinación 5*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

Tabla 14: Combinaciones de carga básicas según la NEC

Fuente (NEC, 2015)

2.17. Losas de dos direcciones con vigas entre apoyos en todos los lados

Estas losas se soportan por vigas que se encuentran entre los apoyos en todos sus lados. Las vigas distribuyen la cargas de la losa a los apoyos, que en este caso son las columnas y distribuyen de manera uniforme el esfuerzo.

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, h , mm	
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1	
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$
		125
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$
		90

Tabla 15: Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

Fuente (ACI318s-14, 2014)

Donde:

- $\alpha_{fm} \rightarrow$ Valor promedio α_f para vigas en borde

Para calcular α_f la ACI318s-14 en la sección 8.10.2.7. define la **ecuación 9** que se deberá satisfacer para las dos direcciones perpendiculares.

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5.0$$

Ecuación 9: Criterio de proporcionalidad de rigideces para las losas de dos direcciones con vigas en todos los lados

Para calcular α_{f1} y α_{f2} se utiliza la **ecuación 10**

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

Ecuación 10: Factor de proporcionalidad de rigideces

Donde:

- $E_{cb} \rightarrow$ Módulo de elasticidad del concreto en la viga
- $I_b \rightarrow$ Momento de inercia de la sección transversal de la viga
- $E_{cs} \rightarrow$ Módulo de elasticidad del concreto para la losa

- $I_s \rightarrow$ Momento de inercia de la sección transversal de la losa

estructura más segura proporcionando así un margen de seguridad adicional.

2.18. Teoría de costos

Se refiere al análisis de los gastos que una empresa incurre durante la producción de un bien o servicio. Este análisis permite a la empresa tomar las mejores decisiones identificando y optimizando los costos para mejorar su eficiencia y rentabilidad. (Westreicher, 2021)

Estos costos, en la construcción, se dividen en:

- Fijos: alquiler de maquinarias, encofrados, entre otros.
- Variables: materiales, trabajadores, materia prima en general.
- Financieros: préstamos o créditos hipotecarios, emisión de bonos o cualquier gastos adicional que esté asociado al financiamiento.
- Directos: estrechamente relacionados con los costos fijos o variables.
- Indirectos: administración, seguridad, utilidades, etc.

En el marco de costos directos e indirectos, el análisis de precios unitarios (APUs) es una evaluación minuciosa que se realiza de una unidad de obra con el objetivo de conocer sus características constructivas y los costos directos involucrados. (Vergara, s.f.) En base a esto, un APU es un proceso que detalla el precio de cada componente según su unidad de medida. De esta manera, se identifican los rendimientos, cantidad y costos de los materiales, la mano de obra, los equipos que se emplearán, entre otros gastos indirectos que serán necesarios para realizar cada tarea específica. (InterPro, 2021)

Ejecutar este análisis, permite al constructor conocer el costo de la obra antes de su ejecución, justificando su costo basado en planos, especificaciones técnicas y planillas.

3. Capítulo 3: Modelación estructural

3.1. Hormigón f'c 280 kg/cm²

3.1.1. Materiales

- **Hormigón**

El hormigón por utilizar tendrá una resistencia a la compresión de 280 kg/cm² y se lo empleará en todos los elementos estructurales. Sus propiedades son las siguientes:

- Resistencia a la compresión f'c: 280 [kg/cm²] → (2800 [ton/m²])
- Peso específico: 2,4 [t/m³]
- Módulo de elasticidad (Ec) que se obtiene mediante la **ecuación 2**:
209165.01 [kg/cm²]

Ejemplo de cálculo para sacar el módulo de elasticidad del hormigón:

$$Ec = 12500 * \sqrt{f'c}$$

$$Ec = 12500 * \sqrt{280}$$

$$Ec = 209165.01 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

- **Acero de refuerzo**

Se asignan las siguientes características:

- Esfuerzo de fluencia: 4200 [kg/cm²]
- Peso específico (Y): 7.85 [t/m³]
- Módulo de elasticidad (Es): 2000000 [kg/cm²] → 200.000 [MPa]

El “Es” del acero de refuerzo se encuentra definido en la NEC-SE-HM

Para todos los análisis con los distintos tipos de hormigón, las características del acero de refuerzo serán las mismas.

3.1.2. Cuantificación de cargas

- **Sobrecargas permanentes**

La base para obtener estos valores está en la NEC-SE-CG y variarán de acuerdo con el uso que se le vaya a dar a cada espacio de la estructura. Para el proyecto en cuestión, los valores de las sobrecargas se agrupan en la **Tabla 16**.

Sobrecarga permanente y carga permanente	Peso[kg/m2]
Enlucido y masillado	88
Recubrimiento piso	44
Peso mampostería (asumido)	200
Carga permanente	332

Tabla 16: Sobrecargas estructura

Ejemplo de cálculo carga permanente:

$$\text{Enlucido y masillado: } 0.04 \text{ m} * 2200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 88 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Recubrimiento piso: } 0.02 \text{ m} * 2200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 44 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso mampostería (asumido): } 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Para los balcones, el peso de mampostería asumiendo carga de $100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

$$\text{Sobrecarga losa excepto losa de balcones y cubierta no accesible: } 88 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 44 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 332 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga losa balcones: } 88 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 44 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 232 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga losa cubierta no accesible: } 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

- **Cargas vivas**

Cargas vivas: Sobrecargas mínimas	Peso[Kg/m2]
Balcones	480
Residencias: Viviendas (Unifamiliares y bifamiliares)	200
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	70

Tabla 17: Cargas vivas: Sobrecargas mínimas

Fuente (NEC, 2015)

3.1.3. Prediseño de elementos estructurales

Para el prediseño se considerarán las normas NEC-15, ACI 318-19, ASCE 7-16 y ACI 318s-14.

- **Losa**

Para el prediseño de la losa, la ACI318s-14 establece los requisitos y ecuaciones para obtener el espesor mínimo de la losa.

Se supone un $\alpha_{fm} \geq 2$, para asegurar que el espesor mínimo sea adecuado para resistir las cargas aplicadas y proporcionar de esta manera suficiente rigidez a la estructura.

Para esta condición, se define la **ecuación 11** para sacar el espesor mínimo de la losa [h].

$$h = \frac{l_n * \left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 9 * \beta}$$

Ecuación 11: Espesor mínimo de la losa

Fuente (ACI318s-14, 2014)

Donde:

- $l_n \rightarrow$ Luz libre de la dirección larga [mm]
- $f_y \rightarrow$ esfuerzo de fluencia del acero [kg/cm²]
- $\beta \rightarrow$ Relación luz libre dirección larga a luz libre dirección corta losa

Se adjunta en **ANEXO A** el ejemplo de cálculo de prediseño para una losa.

- **Vigas**

Para el predimensionamiento de vigas, se irán describiendo criterios conforme se desarrolle el apartado.

Para determinar las dimensiones necesarias de la sección transversal de una viga, será importante definir los momentos máximos para cada viga. Para ello, la ACI318s-14, mediante la **tabla 18** define una serie de fórmulas:

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo ⁽¹⁾	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

Tabla 18: Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

Fuente (ACI318s-14, 2014)

Donde:

- $W_u \rightarrow$ Carga última o carga de diseño por unidad de longitud
- $L_n \rightarrow$ Longitud neta entre los apoyos de la viga

Determinación de cargas

Peso losa = Carga permanente(Sobrecarga muerta) + Peso propio de la losa

$$\text{Peso total losa: } 332 \left[\frac{kg}{m^2} \right] + 388.8 \left[\frac{kg}{m^2} \right] = 720.8 \left[\frac{kg}{m^2} \right]$$

Guerra y Chacón, 2010 hacen referencia a la **ecuación 12** para poder calcular el peso de una viga.

$$P_{viga} = \frac{\text{base} * \text{altura} * l_{total \text{ viga}} * \text{Peso hormigón}}{\text{Área losa}}$$

Ecuación 12: Fórmula peso propio viga

Fuente (Guerra & Chacón, 2010)

Sin embargo, para optimizar cálculos y obtener el peso de una viga de una forma más sencilla y rápida, se define que el peso de la viga es equivalente al 20% del peso total de la losa.

Considerando un peso total de la losa igual a 720.8 [kg/cm²], se obtiene el peso aproximado de las vigas:

$$P_{viga} = \text{Peso total losa} * 0.2$$

$$P_{viga} = 720.8 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * 0.2$$

$$P_{viga} = 144.16 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

De esta manera, se tienen definidas las cargas que se distribuyen de forma trapezoidal o triangular de viga a losa de acuerdo con las áreas cooperantes de cada viga.

La **imagen 1**, muestra una losa típica indicando las áreas cooperantes a las vigas.

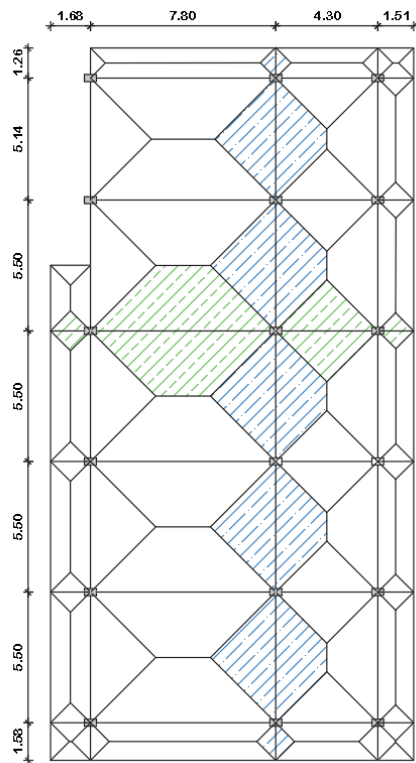


Imagen 1: Áreas cooperantes-vigas

Para emplear los coeficientes de la **tabla 18** se debe transformar las cargas triangulares y trapezoidales en cargas uniformemente distribuidas. Esto se conseguirá mediante las relaciones que se muestran en la **ilustración 16**.

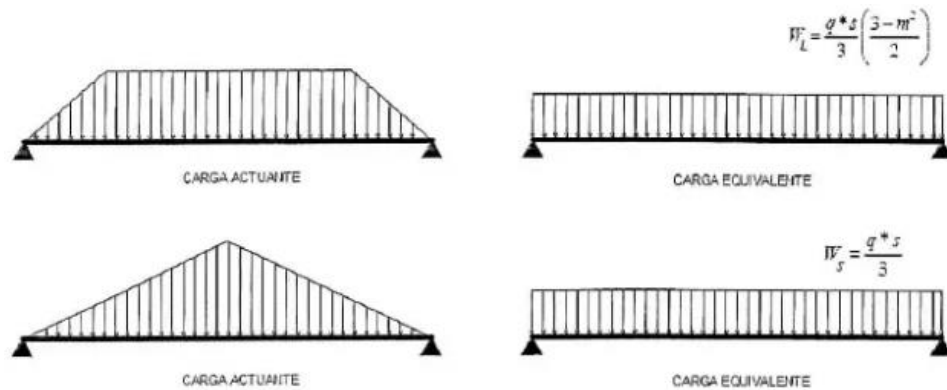


Ilustración 15: Transformación de cargas según su tipo

Fuente (Guerra & Chacón, 2010)

$$W_L = \frac{q * s}{3} \left(\frac{3 - m^2}{2} \right)$$

Ecuación 13: Transformación cargas lados largos

$$W_s = \frac{q * s}{3}$$

Ecuación 14: Transformación cargas lados cortos

Donde:

- W → Carga equivalente
- q → Carga total uniforme x m²
- s → Lado corto
- L → Lado largo
- m → relación lado corto y lado largo

En el **ANEXO A** se adjunta un ejemplo de cálculo de prediseño de una viga, donde se especifica cada paso y consideraciones adicionales tomadas en cuenta.

- **Columnas**

La ACI318s-05 indica en la sección R10.2.7 que, de manera experimental, se ha determinado un $\beta_1 = 0.85$ para un concreto con una resistencia a la compresión $f'_c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$ y “menor en 0.008 por cada 1 MPa de f'_c sobre 30 MPa” (ACI318s-05)

Por su parte, la ACI318-71 en el suplemento de 1976, establece para los HAR superiores a los $f'_c > 55 \text{ MPa}$ un $\beta_1 = 0.65$

Para calcular la resistencia nominal máxima de una columna, la ACI318s-05 en la sección 10.3.6.2 plantea la **ecuación 15** para determinar la carga de rotura máxima:

$$\phi P_{u(max)} = 0.80 * \phi [0.85 * f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Ecuación 15: Fuerza axial mayorada

Fuente (ACI318s-05)

Donde:

- $\phi \rightarrow$ Factor de reducción de resistencia
- $A_g \rightarrow$ área geométrica de la sección
- $A_{st} \rightarrow$ área de acero de refuerzo longitudinal

La ACI establece en la sección 10.9.1 un área de refuerzo longitudinal A_{st} para los elementos a compresión que no deberá ser menor que 0.01 ni mayor a 0.08

En el **ANEXO A** se adjunta el ejemplo de cálculo de prediseño de una columna.

3.1.4. Cálculo de cortante basal basándose en la NEC-SE-DS

- **Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones**

Factor de zona sísmica (Z) = 0.40 (V)

Dicho valor se lo obtiene mediante la **tabla 5**.

Tipo de suelo: D

Este coeficiente se lo define a partir de la **tabla 6**.

Coeficientes de amplificación de suelo

- $F_a = 1.2$

Se lo obtiene de la **tabla 7**.

- $F_d = 1.19$

Se lo obtiene de la **tabla 9**.

- $F_s = 1.28$

Se lo obtiene de la **tabla 8**.

Ejemplo de cálculo espectro de diseño en aceleración

Basándose en los datos obtenidos y la NEC-SE-DS, se procede a calcular el espectro de diseño en aceleración. Las ecuaciones definidas en el apartado 2.9.1 servirán de guía para obtenerlo.

$Sa = \eta * Z * Fa$	Para $0 \leq T \leq T_c$
$Sa = \eta * Z * Fa * \left(\frac{T_c}{T}\right)^T$	Para $T \geq T_c$

Determinación valor η

En la sección 3.3.1 de la NEC-SE-DS se establecen los valores que dependerán de la ubicación en la que se encuentre ubicada la edificación.

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Al estar el proyecto ubicado en Tumbaco, se asigna un valor de η :

- $\eta = 2.48$

Determinación valor T

Para determinar T, se aplica la **ecuación 8** que está especificada en la NEC-SE-DS en la sección 6.3.3

Datos:

- $C_t = 0.055$ (estructura sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras)
- $\alpha = 0.9$ (estructura sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras)

- $h_e = 25.92 \text{ [m]}$

$$T = C_t h_e^\alpha$$

$$T = 0.055 * 25.92^{0.9}$$

$$T = 1.030 \text{ [s]}$$

Determinación valor Tc

Haciendo uso de la **ecuación 16** proporcionada por la NEC-SE-DS en la sección

3.3.1 se procede a sacar el Tc.

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

Ecuación 16: Periodo de vibración Tc

Donde:

- Tc → Periodo límite de vibración
- Fs → Coeficiente de amplificación del suelo
- Fd → Coeficiente de amplificación del suelo
- Fa → Coeficiente de amplificación del suelo

Datos:

- Fa = 1.2
- Fd = 1.19
- Fs = 1.28

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

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_c = 0.698 \text{ [s]}$$

Determinación valor Sa

Considerando una condición

Para $T \geq T_c$

Se procede a sacar el espectro elástico de respuesta de aceleraciones empleando la **ecuación 4**.

$$Sa = \eta * Z * Fa \left(\frac{T_c}{T} \right)^T$$

$$Sa = 2.48 * 0.40 * 1.2 * \left(\frac{0.698}{1.030} \right)^{1.030}$$

$$Sa = 0.798$$

A continuación, en la **figura 2** se presenta la gráfica Sa vs periodo de espectros de respuesta elástico e inelástico.

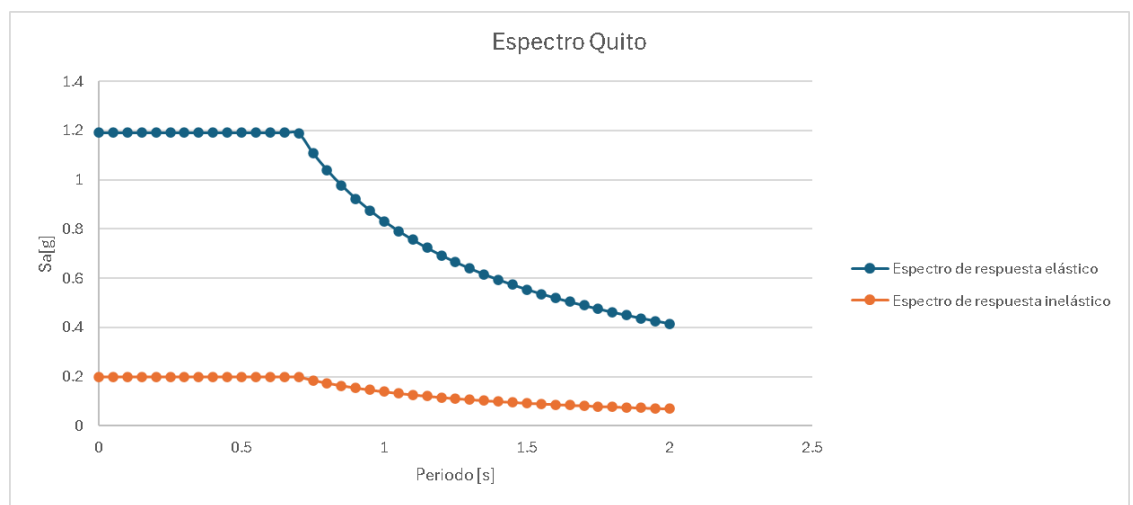


Figura 2: Gráfica Sa vs periodo

3.1.5. Cálculo de parámetros sísmicos

En la presente sección, se procederá a calcular el cortante basal de la estructura basado en lo que establece la NEC-SE-DS a través de la **ecuación 5** definida en la **sección 2.11**. Posteriormente, se determinará el valor de “k” mediante lo establecido en la **tabla 19**.

Obtención cortante basal

$$V = \frac{I * Sa(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E}$$

$$V = \frac{1 * 0.798}{6 * 1 * 1}$$

$$V = 0.133$$

Determinación valor K

La NEC-SE-DS establece en la sección 6.3.5 los valores de k que dependerán del periodo de la estructura, que se lo podrá obtener en ETABS. Se debe consultar la **tabla 19** para determinar el valor de k.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Tabla 19: Determinación valor k

Fuente (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

- k $\rightarrow$ coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura
- T $\rightarrow$ Periodo de vibración de la estructura

El valor de T se lo obtiene mediante la tabla “radios modales de participación en masa”. Con este dato, se procede a determinar el valor k:

- $T = 1.142$ [seg]

T cumple con el rango $0.5 < T \leq 2.5$

$$0.5 < 1.142 \leq 2.5$$

Por lo tanto:

$$k = 0.75 + 0.5 * T$$

$$k = 0.75 + 0.5 * 1.142$$

$$k = 1.32$$

El periodo en la estructura se determinará de la misma manera para cada tipo de hormigón.

La **tabla 20** agrupa todos los valores y coeficientes obtenidos mediante fórmulas y determinaciones definidas por las normas de construcción NEC-SE-DS y ASCE 7-16.

Factores y coeficientes	Representación	Valor
Factor de zona sísmica (Z)	Z	0.4
Factor de importancia (I)	I	1
Tipo de suelo		D
Configuración estructural	Ct	0.055
Impedencia	α	0.9
Coeficiente Fa	Fa	1.2
Coeficiente Fd	Fd	1.19
Coeficiente Fs	Fs	1.28
Periodo edificación	T	1.030
Periodo límite de vibración	To	0.1269
Periodo límite de vibración	Tc	0.698
Periodo límite de vibración	T_L	2.4
Razón entre aceleración espectral	η	2.48
Factor espectro elástico	r	1
Espectro de respuesta	Sa	0.798
Factor de reducción	R	6
Factor de amplificación	Ω_0	3
Factor de desplazamiento	Cd	5.5
Coeficiente de regularidad en planta	ϕ_{px}	1
	ϕ_{py}	1
Coeficiente de regularidad en elevación	ϕ_{ex}	1
	ϕ_{ey}	1
Cortante basal	V	0.133
	V	0.133
Coeficiente periodo vibra.	k	1.32

Tabla 20: Datos agrupados valores y coeficientes para obtención espectro de respuesta y cortante basal

3.1.6. Modelación estructural en Etabs

3.1.6.1. Definición de materiales

Acero de refuerzo

Considerando un $f_y = 4200$ [kg/cm²] y un módulo de elasticidad de 2000000 [kg/cm²], se procede a ingresar manualmente, como se muestra en la **imagen 2**.

Material Property Data

General Data

Material Name: Acero refuerzo

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Yellow] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.00785 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000008 kgf-cm³/cm³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2000000 kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: Acero refuerzo

Material Type: Rebar, Uniaxial

Grade: Grade 60

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy: 4200 kgf/cm²

Minimum Tensile Strength, Fu: 6300 kgf/cm²

Expected Yield Strength, Fye: 4620 kgf/cm²

Expected Tensile Strength, Fue: 6930 kgf/cm²

OK Cancel

Imagen 2: Asignación acero de refuerzo en ETABS

La asignación de los valores para el acero de refuerzo serán los mismos para todos los tipos de hormigón.

Resistencia a la compresión del hormigón

Material Property Data

General Data

Material Name: FC280

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Yellow] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.0024 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000002 kgf-cm³/cm³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 209165 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 87152.08 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) ☐ User Specified

OK Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: FC280

Material Type: Concrete, Isotropic

Grade: f'c 280

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 280 kgf/cm²

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty]

OK Cancel

Imagen 3: Asignación resistencia a la compresión del hormigón de 280 kg/cm²

3.1.6.2. Asignación de elementos estructurales

- Columnas

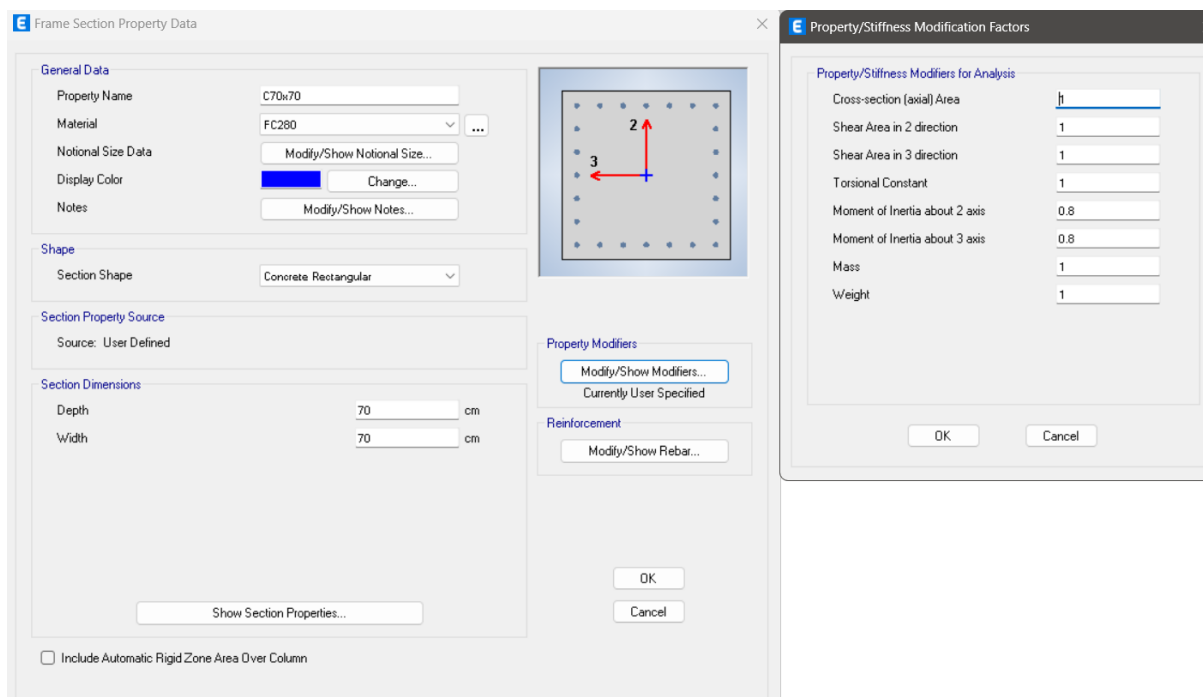


Imagen 4: Asignación de columnas en ETABS con hormigón de resistencia a la compresión de 280 kg/cm²

Las secciones de columnas se ingresan al programa como modelos tipo frame, para permitir un análisis que sea más preciso y eficiente.

La NEC-SE-DS define que para columnas se deben ingresar para calcular la rigidez y las derivas máximas, datos de inercias por agrietamiento a columnas, vigas y muros estructurales como se indica en la **tabla 21**. Las razones de aplicar estos valores, se da a raíz de que cuando se usa acero de refuerzo de alta resistencia bajo cargas de servicio, tenderán a aparecer grietas. Para contrarrestar esto y con el objetivo de controlar estas grietas, protegiendo al acero de refuerzo contra la corrosión, se aplican estos valores en el diseño estructural.

$0.5 I_g$	Para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
$0.8 I_g$	Para columnas
$0.6 I_g$	Para muros estructurales

Tabla 21: Valores de inercia por agrietamiento para elementos estructurales

Fuente (NEC, 2015)

Al ser columna, y como se muestra en **Imagen 4**, se ingresa un valor de 0.8 para ambos ejes.

- **Vigas**

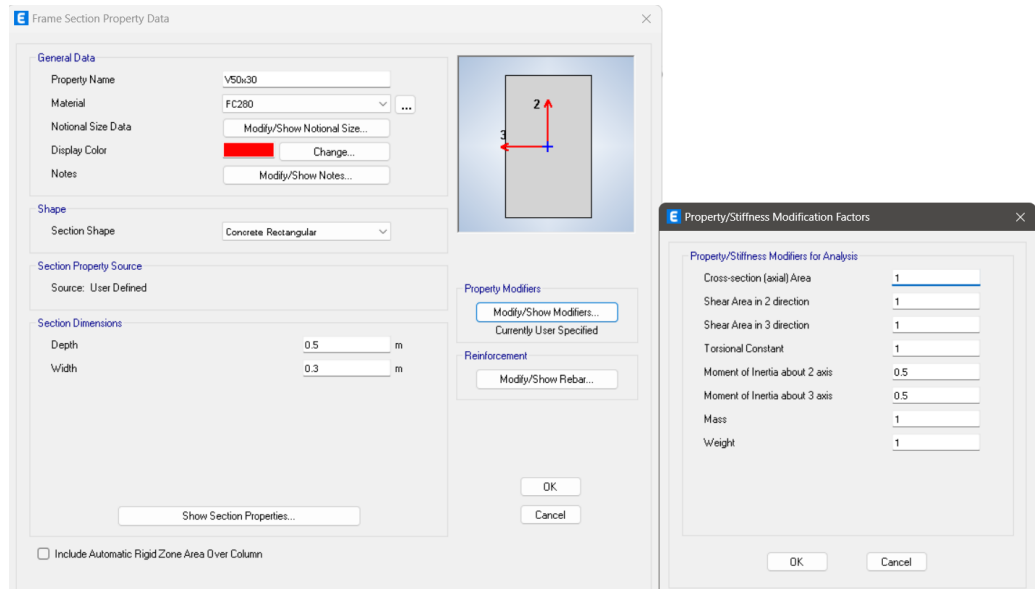


Imagen 5: Asignación de vigas en ETABS con hormigón de resistencia a la compresión de 280 kg/cm²

Las secciones de vigas se ingresan al programa como modelos tipo frame, para permitir un análisis que sea más preciso y eficiente.

Al ser viga, y como se muestra en **Imagen 5**, se ingresa un valor de 0.5 para ambos ejes.

- **Losas**

The image shows the 'Slab Property Data' dialog box in ETABS. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'. In the 'General Data' section, the 'Property Name' is 'Losa e=20cm', 'Slab Material' is 'FC280', 'Modeling Type' is 'Membrane', and 'Display Color' is a blue square. There are buttons for 'Modify/Show Notional Size...', 'Modify/Show...', and 'Change...'. In the 'Property Data' section, the 'Type' is 'Waffle', 'Overall Depth' is 0.2 m, 'Slab Thickness' is 0.05 m, 'Stem Width at Top' is 0.1 m, 'Stem Width at Bottom' is 0.1 m, 'Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis' is 0.5 m, and 'Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis' is 0.5 m. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Imagen 6: Asignación de losas en ETABS con hormigón de resistencia a la compresión de 280 kg/cm²

Se ingresa el espesor definido en prediseño para la losa, de tipo nervada o “Waffle” como se conoce en ETABS y modelándola como un elemento de membrana (solo se consideran esfuerzos en el plano de la losa, como tensión y compresión) sin considerar la flexión fuera del plano.

Además, consta el ancho de la nervadura en la parte superior e inferior y la distancia entre cada una de estas.

3.1.6.3. Diafragma de losa

Considerando un diafragma rígido, actúa como un plano rígido que transmite las fuerzas horizontales a los elementos verticales de la estructura. Es importante definir el diafragma de losa en Etabs, pues el programa asume que todos los puntos de un piso se van a mover de manera uniforme bajo estas fuerzas, distribuyéndolas de manera correcta entre cada elemento vertical y calculando así los esfuerzos de manera más precisa.

Para cada planta, se definirá un diafragma rígido único para reducir cualquier probabilidad de error.

En la sección “Diafragmas” se definirá uno por uno para cada losa.

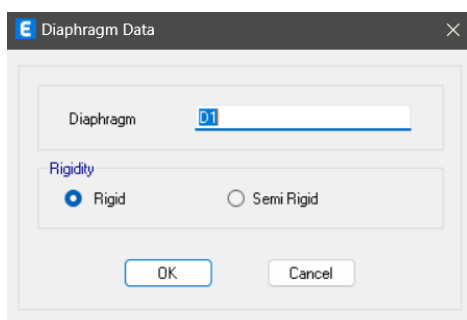


Imagen 7: Asignación diafragma de losa en ETABS

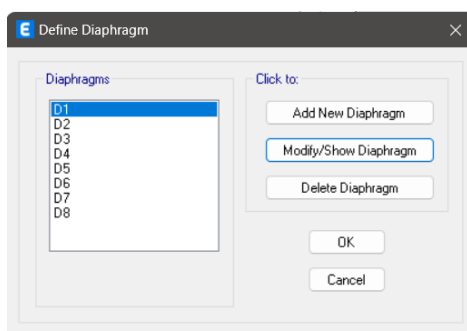


Imagen 8: Asignación diafragma de losa para cada planta

3.1.6.4. Asignación de cargas

Patrones de carga

Se definirán los patrones de carga para definir los distintos tipos de carga que actuarán sobre la edificación.

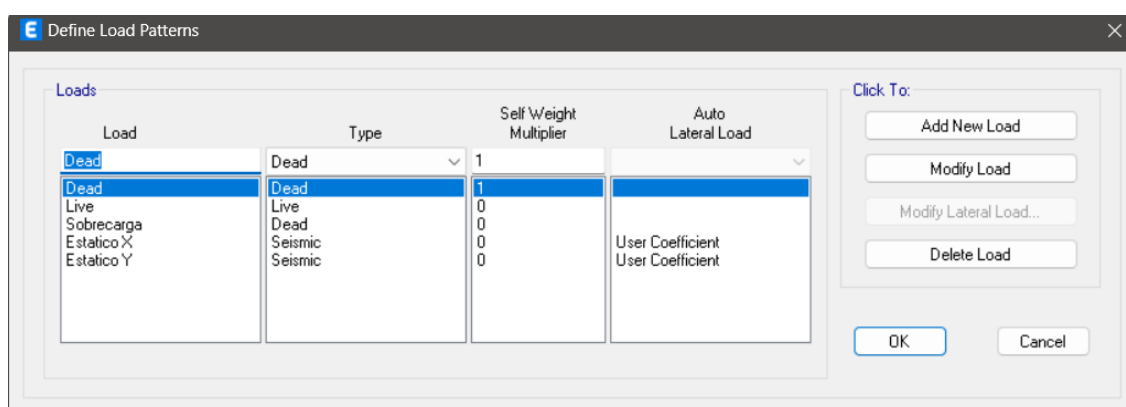


Imagen 9: Asignación patrones de carga en ETABS

Donde:

- Dead → Carga muerta, el multiplicador 1 indica que el peso propio se considera totalmente en este patrón de carga.
- Live → Carga viva con un coeficiente 0 indicando que el peso propio no se incluye.
- Sobrecarga → Hace referencia a todas las cargas permanentes
- Estático X → Representan la cargas sísmicas en dirección X
- Estático Y → Representan las cargas sísmicas en dirección Y

Para las cargas sísmicas, se indica al programa que el usuario ingresará los valores manualmente.

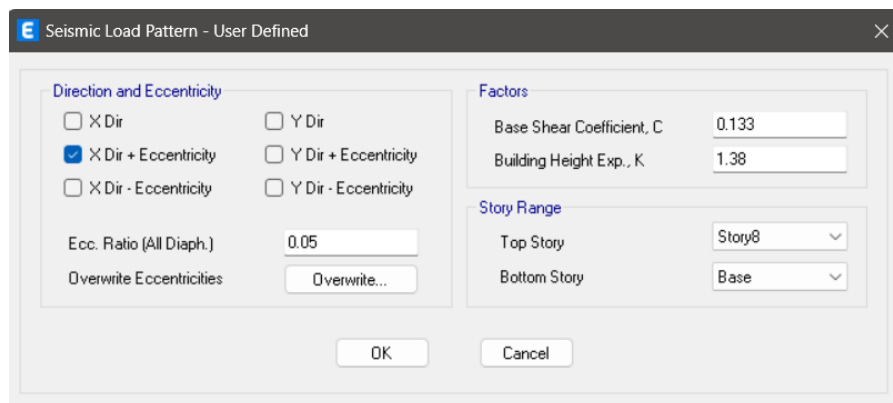


Imagen 10: Definición manual para patrones de carga sísmicos en X

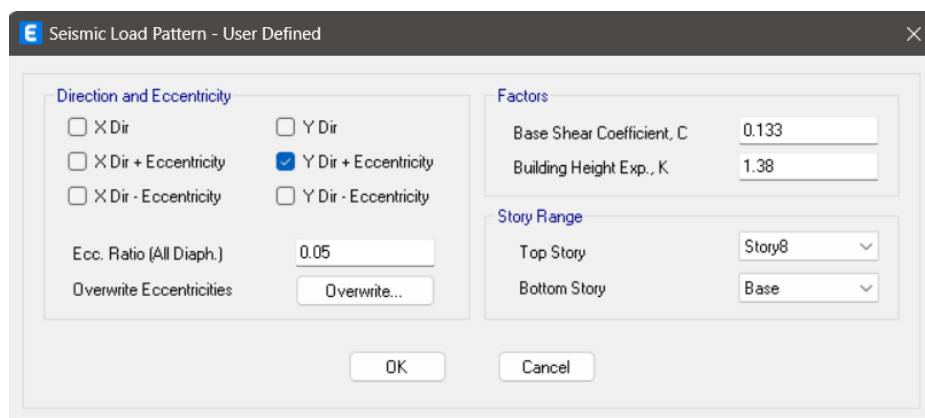


Imagen 11: Definición manual para patrones de carga sísmicos en Y

Donde:

- C → cortante basal

- $k \rightarrow$ coeficiente relacionado con el periodo de vibración T

Cargas muertas

Definición para losas establecidos en la **tabla 16**:

Sobrecarga permanente y carga permanente	Peso [kg/m ²]
Enlucido y masillado	88
Recubrimiento piso	44
Peso mampostería (asumido)	200
Carga permanente	332

Cargas vivas

Definición para losas de departamentos:



Imagen 12: Asignación cargas vivas para losas de departamentos

Definición para losas de balcones:

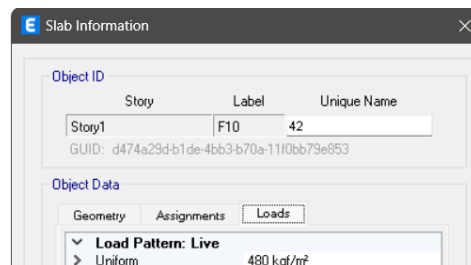
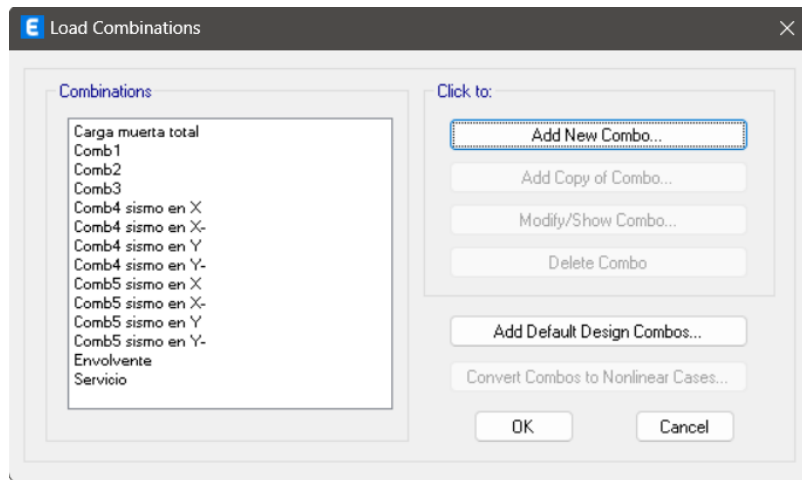


Imagen 13: Asignación cargas vivas para losas de balcones

Combinaciones de carga

Se ingresan las combinaciones de cargas definidas en la **tabla 11**.



Donde la combinación “envolvente” agrupa las combinaciones más críticas y servirá posteriormente para el análisis estructural y el diseño.

3.1.7. Verificación general de la estructura

3.1.7.1. Cortante basal

La NEC define dos criterios para el ajuste del cortante basal en estructuras cuando se realiza un análisis dinámico. La norma establece que, para estructuras regulares, el cortante dinámico total en la base no deberá ser inferior al 80% cuando se traten de estructuras regulares, mientras que, para estructuras irregulares, el mínimo será del 85%.

Para el presente análisis, el cortante basal deberá ser de al menos el 80% al tratarse de una estructura regular.

- **Cortante en sentido X**

Cortante Estático X				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	-91.8809	0
		Bottom	-91.8809	0
Story7	22.68	Top	-189.5757	0
		Bottom	-189.5757	0
Story6	19.44	Top	-278.4335	0
		Bottom	-278.4335	0
Story5	16.2	Top	-347.904	0
		Bottom	-347.904	0
Story4	12.96	Top	-399.3051	0
		Bottom	-399.3051	0
Story3	9.72	Top	-434.1633	0
		Bottom	-434.1633	0
Story2	6.48	Top	-454.5852	0
		Bottom	-454.5852	0
Story1	3.24	Top	-462.5931	0
		Bottom	-462.5931	0
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Cortante Dinámico X				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	48.14	1.695
		Bottom	48.14	1.695
Story7	22.68	Top	83.2259	3.2661
		Bottom	83.2259	3.2661
Story6	19.44	Top	110.7107	4.638
		Bottom	110.7107	4.638
Story5	16.2	Top	133.5157	5.8294
		Bottom	133.5157	5.8294
Story4	12.96	Top	154.0554	6.8552
		Bottom	154.0554	6.8552
Story3	9.72	Top	172.904	7.6746
		Bottom	172.904	7.6746
Story2	6.48	Top	188.8596	8.2302
		Bottom	188.8596	8.2302
Story1	3.24	Top	198.1401	8.4563
		Bottom	198.1401	8.4563
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Para determinar si se debe escalar el cortante, se toma el cortante mayor de cada análisis.

MaxSX	462.5931
MaxDX	198.1401

Se multiplicará el coeficiente equivalente a estructuras regulares que es 0.8 por cada cortante máximo para determinar si se cumple con el mínimo del 80%.

$(DX * \phi) / (SX * \phi)$
0.43

$$Si \left(\frac{DX * \phi}{SX * \phi} \right) < 80\% \rightarrow Se\ debe\ escalar$$

$$42.83 < 80\% \rightarrow Se\ debe\ escalar$$

Para alcanzar al menos el 80%, se dividirá el cortante estático máximo aplicando el factor de 0.8 para el cortante dinámico máximo con el fin de obtener un resultado, que, multiplicado con el valor de la aceleración de la gravedad, ajuste la diferencia que existe entre el cortante máximo estático y el cortante dinámico máximo al mínimo requerido por la NEC.

SX/DX
1.867741462

$$1.87 * 9.8065 = 18.3160$$

Se procede a reemplazar el valor de la aceleración de la gravedad indicado en Etabs con el nuevo valor obtenido y se procede a verificar que la estructura cumpla con el mínimo requerido por la NEC. A continuación, se presentan los valores del cortante dinámico en sentido X con el nuevo valor de la aceleración de la gravedad.

Cortante Dinámico X				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	89.913	3.1659
		Bottom	89.913	3.1659
Story7	22.68	Top	155.4444	6.1003
		Bottom	155.4444	6.1003
Story6	19.44	Top	206.7789	8.6626
		Bottom	206.7789	8.6626
Story5	16.2	Top	249.3727	10.8878
		Bottom	249.3727	10.8878
Story4	12.96	Top	287.7356	12.8037
		Bottom	287.7356	12.8037
Story3	9.72	Top	322.9398	14.3342
		Bottom	322.9398	14.3342
Story2	6.48	Top	352.7408	15.3719
		Bottom	352.7408	15.3719
Story1	3.24	Top	370.0744	15.7942
		Bottom	370.0744	15.7942
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

MaxSX	462.5931
MaxDX	370.0744

$(DX \cdot \phi) / (SX \cdot \phi)$
0.80

$$80 = 80\% \rightarrow OK$$

Cumpliendo con el mínimo requerido por la NEC en sentido X, se procede a verificar, aplicando el mismo procedimiento, para sentido Y.

- **Cortante en sentido Y**

Cortante Estático Y				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	0	-91.8809
		Bottom	0	-91.8809
Story7	22.68	Top	0	-189.5757
		Bottom	0	-189.5757
Story6	19.44	Top	0	-278.4335
		Bottom	0	-278.4335
Story5	16.2	Top	0	-347.904
		Bottom	0	-347.904
Story4	12.96	Top	0	-399.3051
		Bottom	0	-399.3051
Story3	9.72	Top	0	-434.1633
		Bottom	0	-434.1633
Story2	6.48	Top	0	-454.5852
		Bottom	0	-454.5852
Story1	3.24	Top	0	-462.5931
		Bottom	0	-462.5931
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Cortante Dinámico Y				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	1.6681	48.4736
		Bottom	1.6681	48.4736
Story7	22.68	Top	3.3255	84.3678
		Bottom	3.3255	84.3678
Story6	19.44	Top	4.8164	114.2233
		Bottom	4.8164	114.2233
Story5	16.2	Top	6.0505	140.3456
		Bottom	6.0505	140.3456
Story4	12.96	Top	7.0572	163.183
		Bottom	7.0572	163.183
Story3	9.72	Top	7.8152	183.1386
		Bottom	7.8152	183.1386
Story2	6.48	Top	8.288	199.8267
		Bottom	8.288	199.8267
Story1	3.24	Top	8.4563	209.8394
		Bottom	8.4563	209.8394
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

MaxSY	462.5931
MaxDY	209.8394

$(DX \cdot \phi) / (SX \cdot \phi)$
0.45

$45.36 < 80\% \rightarrow$ Se debe escalar

SX/DX
1.763608169

$$1.76 \cdot 9.8065 = 17.2948$$

Cortante Dinámico Y				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	2.9419	85.4885
		Bottom	2.9419	85.4885
Story7	22.68	Top	5.8649	148.7917
		Bottom	5.8649	148.7917
Story6	19.44	Top	8.4942	201.4452
		Bottom	8.4942	201.4452
Story5	16.2	Top	10.6708	247.5147
		Bottom	10.6708	247.5147
Story4	12.96	Top	12.4462	287.7908
		Bottom	12.4462	287.7908
Story3	9.72	Top	13.7829	322.9847
		Bottom	13.7829	322.9847
Story2	6.48	Top	14.6169	352.416
		Bottom	14.6169	352.416
Story1	3.24	Top	14.9136	370.0745
		Bottom	14.9136	370.0745
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

MaxSY	462.5931
MaxDY	370.0745

$(DX \cdot \phi) / (SX \cdot \phi)$
0.80

$$80 = 80\% \rightarrow OK$$

3.1.7.2. Derivas de piso

Las columnas se han redimensionado debido a que las dimensiones de prediseño no cumplen con el requisito mínimo del 2% para las derivas de piso. En base a esta observación, se han adoptado secciones de 100x60 cm para las columnas y secciones de

70x45 cm para las vigas. Posteriormente, se procederá a verificar que con estas nuevas dimensiones se cumpla el criterio de deriva de piso máximo del 2%.

Verificación derivas en sentido X

Derivas en sentido X					
Story	Elevation	Location	X-Dir	Deriva l.	Condición
	m				
Story8	25.92	Top	0.003614	1.626	Cumple
Story7	22.68	Top	0.003696	1.663	Cumple
Story6	19.44	Top	0.003776	1.699	Cumple
Story5	16.2	Top	0.004119	1.854	Cumple
Story4	12.96	Top	0.004379	1.971	Cumple
Story3	9.72	Top	0.004327	1.947	Cumple
Story2	6.48	Top	0.003676	1.654	Cumple
Story1	3.24	Top	0.001774	0.798	Cumple
Base	0	Top	0	0.000	Cumple
MAX				1.971	Cumple

Verificación de derivas en sentido Y

Derivas en sentido Y					
Story	Elevation	Location	X-Dir	Deriva l.	Condición
	m				
Story8	25.92	Top	0.003654	1.644	Cumple
Story7	22.68	Top	0.003538	1.592	Cumple
Story6	19.44	Top	0.003307	1.488	Cumple
Story5	16.2	Top	0.00377	1.697	Cumple
Story4	12.96	Top	0.004225	1.901	Cumple
Story3	9.72	Top	0.004433	1.995	Cumple
Story2	6.48	Top	0.004182	1.882	Cumple
Story1	3.24	Top	0.002416	1.087	Cumple
Base	0	Top	0	0.000	Cumple
MAX				1.995	Cumple

3.1.8. Diseño de elementos estructurales

- Columnas

Diseño a flexo-compresión

Se tomará en cuenta las consideraciones definidas en la NEC-SE-HM del 2015 donde se establece que el acero longitudinal de la columna no puede ser menor al 1% ni mayor al 3%. Con la ayuda de diagramas de interacción se analizará el comportamiento de las columnas bajo cargas axiales y momentos flectores.

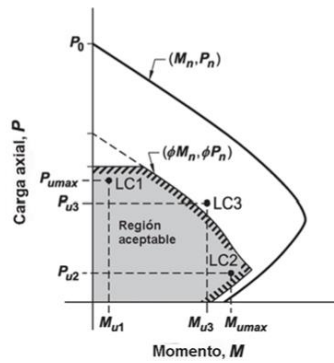


Ilustración 16: Diagrama de interacción M-P

Fuente (ACI318s-14, 2014)

Diseño del refuerzo transversal

La ACI318s-14 presenta una serie de requerimientos y ecuaciones que serán necesarias para determinar el refuerzo transversal.

Refuerzo transversal

Para el espaciamiento entre estribos, se presentan las siguientes condiciones:

$$s = \min \left[\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{columna}; 10(cm) \right] \text{ en } l_0$$

Establece que el espaciamiento de estribos debe ser el menor de los cuatro valores establecidos.

Donde:

$s \rightarrow$ Espaciamiento máximo de estribos en la longitud de desarrollo

$b \rightarrow$ Ancho de la columna

$h \rightarrow$ Altura de la sección de la columna

$\phi_{columna} \rightarrow$ Diámetro de la sección transversal de la columna

$l_0 \rightarrow$ Longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal

$$l_0 = \max \left[h; b; \frac{Hc}{6}; 45(cm) \right]$$

Establece que la longitud de desarrollo debe ser el mayor de los cuatro valores.

Donde:

$l_o \rightarrow$ Longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal

$H_c \rightarrow$ Altura libre de la columna

Refuerzo para confinamiento

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s * bc * f'_c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * bc * f'_c}{f_y}$$

Donde:

- $A_{sh} \rightarrow$ Área del refuerzo transversal por confinamiento
- $s \rightarrow$ Espaciamiento del refuerzo transversal
- $bc \rightarrow$ Ancho del núcleo confinado del concreto
- $A_g \rightarrow$ Área de la columna
- $A_{ch} \rightarrow$ Área del núcleo confinado de concreto

Refuerzo a corte

Basándose en lo que establece la ACI318-19, se definen las generalidades para determinar la resistencia al cortante en una dirección, indicadas mediante las siguientes ecuaciones:

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 17: Resistencia nominal al corte

$$\phi V_n \geq V_{u_{diseño}}$$

$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Ecuación 18: Resistencia al corte del concreto

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

Ecuación 19: Resistencia de la sección del acero de refuerzo transversal

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$$

Ecuación 20: Acero de refuerzo

Donde:

- $V_u \rightarrow$ Fuerza cortante de diseño
- $V_n \rightarrow$ Resistencia nominal al corte
- $V_c \rightarrow$ Resistencia al corte de la sección del concreto
- $V_s \rightarrow$ Resistencia de la sección del acero transversal
- $\phi \rightarrow$ factor de minoración para corte (0.75)
- $b_w \rightarrow$ Ancho columna
- $d \rightarrow$ Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
- $A_v \rightarrow$ Acero de refuerzo transversal colocado

Ejemplo de diseño de una columna

Se realizó el diseño de la columna 2 A del Nv.+3.24 con el fin de verificar manualmente los resultados que entregue Etabs. Se adjunta ejemplo de diseño en el **ANEXO A**.

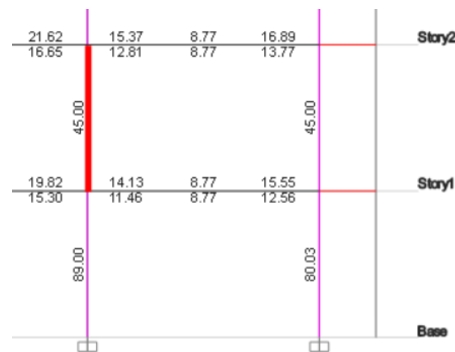


Imagen 14: Columna 2 A N.+3.24

- **Vigas**

Diseño a flexión

Se determinará una envolvente de cargas, la cual consistirá en identificar las combinaciones de cargas más críticas que la viga puede llegar a experimentar a lo largo del tiempo. Para ello, se utilizará las combinaciones de cargas definidas en la **sección**

2.10.3. Haciendo uso de ETABS, se ingresarán estas cargas, como se muestra en la **sección 3.1.9.3.3.** y el programa proporcionará los momentos flectores máximos y mínimos en las distintas secciones de vigas. A partir de esos valores, se procederá a determinar el acero necesario para resistir dichos momentos. La ACI318s-14, define para acero mínimo y acero máximo las siguientes expresiones:

Acero mínimo

As_{min} establece en la sección 9.6.1.2 lo siguiente: El mayor de las siguientes ecuaciones será el acero mínimo que requerirá el diseño.

- $\frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} * bw * d$
- $\frac{1.4}{fy} * bw * d$

Donde:

- $b_w \rightarrow$ ancho del alma
- $d \rightarrow$ distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

Acero máximo

Por su parte, (Romo, 2008) menciona que, para el acero máximo, se aplica la **ecuación 26:**

$$As_{max} = \rho_{max} * b_w * d$$

Ecuación 21: Acero máximo

El As de diseño se obtendrá mediante el programa ETABS.

Donde:

$\rho_{max} \rightarrow$ Cuantía de armado máxima y se lo obtiene mediante la **ecuación 27.**

$\rho_b \rightarrow$ cuantía balanceada y se lo obtiene mediante la **ecuación 28.**

$E_s \rightarrow$ Módulo de elasticidad del hormigón

$\beta_1 \rightarrow$ factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro. Se lo obtiene mediante la **tabla 31**.

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

Ecuación 22: Cuantía de armado máxima

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

Ecuación 23: Cuantía balanceada

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Tabla 22: Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

Fuente (ACI318s-14, 2014)

Diseño a corte

Todas las ecuaciones y consideraciones se harán en base a lo que se establece en la norma ACI318s-19.

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 24: Resistencia al corte

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Ecuación 25: Resistencia al corte del concreto

$$V_s = \frac{A_v * f_y}{b_o * s}$$

Ecuación 26: Resistencia al corte del acero de refuerzo

Donde:

- $V_n \rightarrow$ Esfuerzo a corte
- $V_c \rightarrow$ Resistencia al corte del concreto
- $V_s \rightarrow$ Resistencia al corte del acero de refuerzo

- $V_u \rightarrow$ Esfuerzo máximo de corte
- $\phi \rightarrow$ Factor de reducción de resistencia (0.75 para corte)
- $d \rightarrow$ distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
- $b_w \rightarrow$ Ancho columna
- $b_o \rightarrow$ Ancho efectivo de la sección de concreto en la dirección del esfuerzo cortante
- $A_v \rightarrow$ Área de cada estribo

Todas las secciones se deberán diseñar para cumplir el siguiente requisito y se lo considerará en base al sistema mks (esfuerzos en kgf/cm²) como se establece en la ACI318s-14:

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2 * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

El valor de V_u se obtendrá con la ayuda del programa ETABS mientras que ϕV_n se lo obtendrá mediante la **ecuación 30**.

Se determinará las zonas a corte más críticas en las zonas ubicadas a 44 cm de los apoyos.

Refuerzo trasversal

El acero mínimo de refuerzo se lo determinará de acuerdo con el mayor de la condición que establece la ACI318s-14.

$$A_v = 2 * A_b$$

Ecuación 27: Área de acero por varillas

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$$

Ecuación 28: Área requerida de una sección

$$Av_{min} = \max \left(0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{bw * s}{fy}; 3.5 * \frac{bw * s}{fy} \right)$$

Para determinar el espaciamiento mínimo de los estribos, la NEC-SE-HM establece la siguiente condición:

$$s = \min \left(\frac{d}{4}; 6\phi; 20 [cm] \right)$$

Donde:

- $s \rightarrow$ Espaciamiento mínimo entre estribos
- $d \rightarrow$ Altura efectiva de la viga
- $\phi \rightarrow$ diámetro menor del refuerzo longitudinal
- $Av \rightarrow$ Acero de refuerzo transversal
- $bw \rightarrow$ Ancho del alma
- $s \rightarrow$ Espaciamiento entre elementos de refuerzo
- $Ab \rightarrow$ Área sección transversal de la barra longitudinal

Mientras que $s \leq \frac{d}{4}$ ó $10 [cm]$

Ejemplo de diseño de una viga

Se realizó el diseño de las vigas del pórtico A del Nv.+9.72 con el fin de verificar manualmente los resultados que entregue Etabs. Se adjunta ejemplo de diseño en el **ANEXO A**.

• Losa

Para el diseño de las losas, se aplicará los métodos revisados en el libro “Temas de hormigón armado” de Marcelo Romo Proaño además de tomar en consideración lo expuesto por la ACI318s-19, NEC-SE-CG y NEC-SE-HM. Además, para determinar los coeficientes para el diseño de las losas nervadas, se consultarán las tablas de la 9.7.a a la 9.7.d del libro en mención ubicada en la sección 9.5 considerando las condiciones de borde expuestas en la **ilustración 27** que se presentarán en la losa.

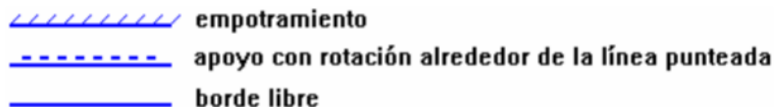


Ilustración 17: Simbología para las condiciones de apoyo de los bordes de losa

Fuente (Romo, 2008)

Donde:

- Empotramiento → Soporte que impide el movimiento de rotación en el punto de empotramiento.
- Apoyo con rotación alrededor de la línea punteada → Permite la rotación del elemento impidiendo un movimiento perpendicular a la losa.
- Borde libre → El borde no tiene ninguna restricción.

Control de deflexiones

Para determinar los momentos flectores se aplicará la **ecuación 34**. La fórmula se adecuará para momentos positivos y negativos en los ejes X e Y. Los datos serán agrupados en tablas.

$$M = 0.0001 * m * q * L_x^2$$

Ecuación 29: Momentos flectores

Donde:

- m → coeficiente de momento flector. Consultar **ANEXO A** para ver las tablas de donde se obtienen dichos valores
- q → carga uniforme. El valor se obtiene mediante la **ecuación 35**
- L_x → Longitud más corta de la losa

q para losas tipo I, II, III, IV		
q	1428.64	kg/m ²

q para losas tipo en volado		
q	1904.64	kg/m ²

$$q = 1.4CM + 1.7CV$$

Ecuación 30: Combinación de cargas para determinar q

Los valores de m_x y m_y deberán reorientarse en caso de que la longitud más corta de la losa se encuentre en L_y .

Donde:

- $m_x \rightarrow$ coeficiente momento flector en sentido x
- $m_y \rightarrow$ coeficiente momento flector en sentido y
- $L_y \rightarrow$ Longitud más larga de la losa

Para calcular la armadura requerida, se empleará la **ecuación 36**.

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

Ecuación 31: Armadura requerida

Se determinará la armadura mínima por metro mediante la **ecuación 37** cuyo resultado se comparará con los valores de A_s requerido para cada sección y se deberá cumplir la condición $A_{s_{min}} \leq A_s$.

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

Ecuación 32: Armadura mínima requerida por metro

Donde:

- $\rho_{min} \rightarrow$ Cuantía mínima y se obtiene mediante la **ecuación 38**

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

Ecuación 33: Cuantía mínima para determinar armadura mínima

En caso de que no se cumpla la condición, los valores que sean menores a A_s , se igualarán a $A_{s_{min}}$. Para determinar la armadura requerida por nervio, se aplicará la **ecuación 39**.

$$A_{s_{nervio}} = \frac{A_s}{2}$$

Ecuación 34: Armadura requerida por nervio

Deflexión admisible

La ACI318s-14 define la **tabla 29** donde constan las deflexiones admisibles para las losas de cubiertas acuerdo al tipo, condición y deflexión considerada.

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$\ell/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$\ell/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$\ell/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240^{[4]}$

Tabla 23: Deflexión máxima admisible calculada

Fuente (ACI318s, 2014)

Chequeo de fisuras

Se tomarán en cuenta las consideraciones definidas por la ACI 224r -01 para el chequeo de fisuras en las losas.

Esta norma, muestra en el capítulo 4 la **tabla 35** donde establece los anchos de fisuras admisibles para cada condición.

Condición de Exposición	Ancho de fisura	
	in.	mm
Aire seco o membrana protectora	0,016	0,41
Humedad, aire húmedo, suelo	0,012	0,30
Productos químicos descongelantes	0,007	0,18
Agua de mar y rocío de agua de mar, humedecimiento y secado	0,006	0,15
Estructuras para retención de agua†	0,004	0,10

Tabla 24: Guía para anchos de fisura razonables

Fuente (ACI 224r, 2001)

Para el caso en análisis, por su condición de exposición, el caso “Humedad, aire húmedo, suelo” que define un ancho de fisura admisible de 0.30 mm

$$w_{max} < w_{adm}$$

$$w_{max} = 0.145 * k * \beta * f_s * \sqrt{G_I}$$

Ecuación 35: Ancho fisura calculado

Para determinar el ancho de la fisura en la losa, se define la **ecuación 40**.

Donde:

- $k \rightarrow$ Coeficiente de fractura (se lo obtiene mediante la **tabla 36**)
- $\beta \rightarrow$ Coeficiente que va de 1.20 a 1.35 para simplificar cálculos. Para este caso, se opta por un valor de 1.25
- $f_s \rightarrow$ máximo esfuerzo del acero. 40% de la resistencia a la fluencia ($0.4 * f_y$) bajo cargas de servicio
- $W_{max} \rightarrow$ Ancho máximo de fisura probable
- $G_I \rightarrow$ Índice de emparrillado (**ecuación 41**)

$$G_I = \frac{d_{b1} * s_2}{P_{t1}}$$

Ecuación 36: Índice de emparrillado

Donde:

- $d_{b1} \rightarrow$ Diámetro de armadura en la dirección 1
- $s_2 \rightarrow$ separación de armadura en dirección 2
- $P_{t1} \rightarrow$ cuantía de armadura efectiva A_s por metro de ancho (**ecuación 42**)

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

Ecuación 37: Cuantía mínima por metro de ancho

Control de corte

Para el cálculo que determina la fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho en la zona crítica a corte se empleará la **ecuación 40**.

$$V_u = 1 [m] * d * q_u$$

Ecuación 38: Fuerza cortante sobre un metro de ancho en la zona crítica

Donde:

- $d \rightarrow$ distancia del área de carga
- $q_u \rightarrow$ carga última

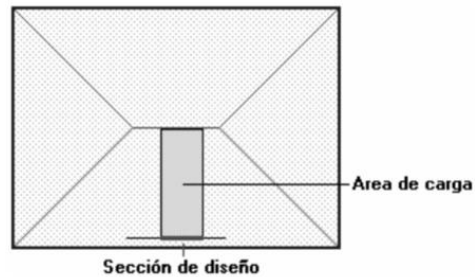


Ilustración 18: Sección crítica y área de carga en una losa

La **ecuación 41** se empleará para calcular el esfuerzo cortante último.

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b * d}$$

Ecuación 39: Esfuerzo cortante último

La **ecuación 42** se empleará para calcular el esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Ecuación 40: esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón

Se deberá cumplir la siguiente condición:

$$V_u < V_c$$

3.2. Hormigón $f'c$ 350 kg/cm²

Para el desarrollo del diseño estructural, se considerará la cuantificación de cargas y prediseño definidas en la **sección 3.1.2**. Además, el cálculo del cortante se realizará en base a lo definido en la **sección 3.1.4**. y el método de diseño basado en fuerzas DBF en base a lo establecido en la **sección 3.1.5**.

En cuanto a la modelación en Etabs, la asignación del diafragma de losa y las cargas seguirá el procedimiento descrito en la **sección 3.1.6**.

3.2.1. Materiales

Hormigón

- Resistencia a la compresión f'_c : 350 [kg/cm²] → (3500 [ton/m²])
- Peso específico: 2.4 [t/m³]
- Módulo de elasticidad (E_c) que se obtiene mediante la **ecuación 2**:
233853.59 [kg/cm²]

Ejemplo de cálculo para sacar el módulo de elasticidad del hormigón:

$$E_c = 12500 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 12500 * \sqrt{350}$$

$$E_c = 233853.59 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

- **Acero de refuerzo**

Las propiedades del acero de refuerzo se definieron en la **sección 3.1.1**.

3.2.2. Prediseño de elementos estructurales

Los cálculos se realizarán conforme a lo establecido en la **sección 3.1.3**.

El prediseño de los elementos estructurales, utilizando hormigón con una resistencia a la compresión de 350 kg/cm², se adjunta en el **Anexo B**.

3.2.3. Modelación estructural en Etabs

3.2.3.1. Definición de materiales

Haciendo uso del programa ETABS, se procede a definir los materiales previamente descritos.

- **Acero de refuerzo**

La asignación del material se definió en la **sección 3.1.6.1**.

- **Resistencia a la compresión del hormigón**

Imagen 15: Asignación resistencia a la compresión del hormigón de 350 kg/cm²

3.2.3.2. Asignación de elementos estructurales

- Columnas

Imagen 16: Asignación de columnas en ETABS con hormigón de resistencia a la compresión de 350 kg/cm²

Las secciones de columnas se ingresan en base a lo establecido en la **sección**

3.1.6.2.

- **Vigas**

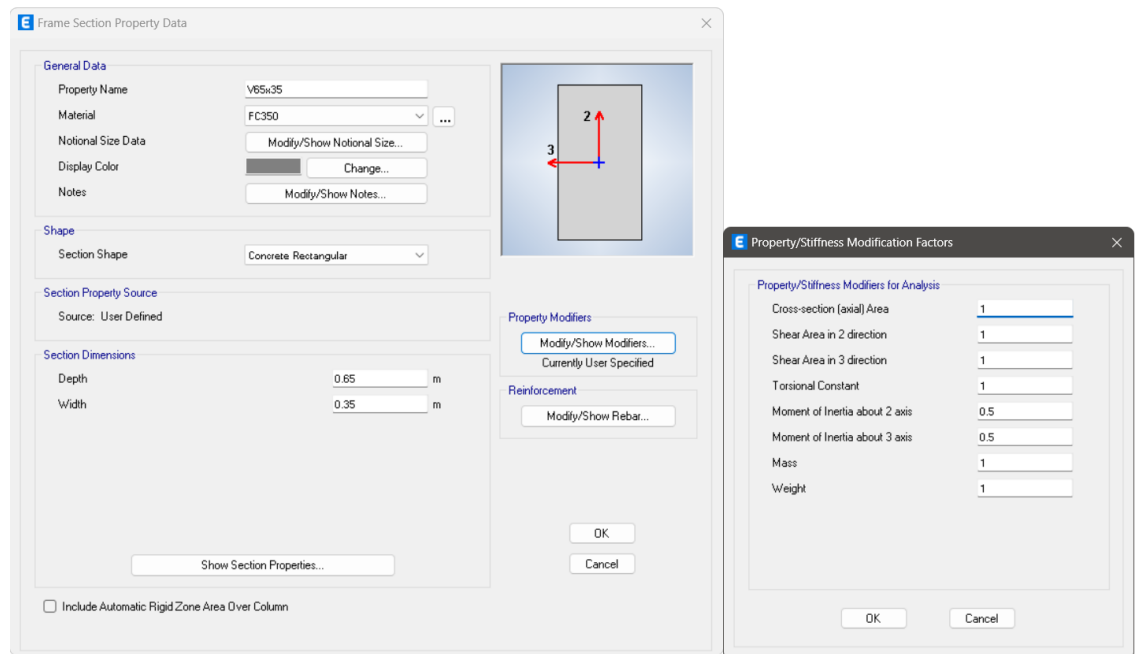


Imagen 17: Asignación de vigas en ETABS con hormigón de resistencia a la compresión de 350 kg/cm²

Las secciones de vigas se ingresan en base a lo establecido en la **sección 3.1.6.2.**

- **Losas**

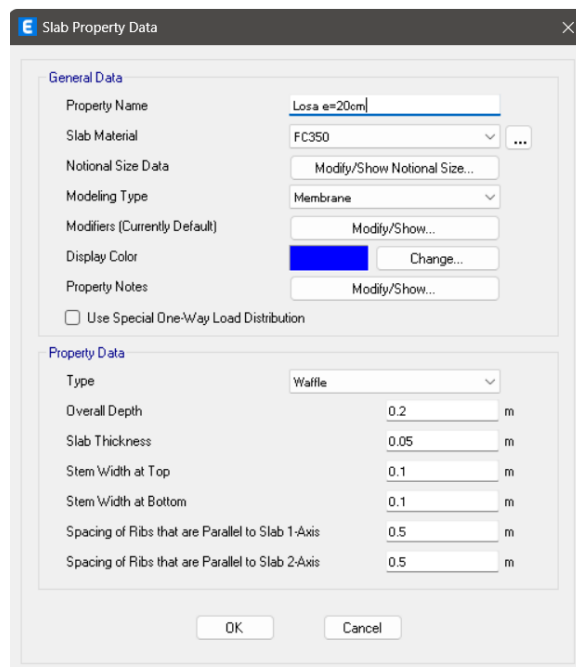


Imagen 18: Asignación de losas en ETABS

Se definen las losas en base a lo establecido en la **sección 3.1.6.2.**

3.2.4. Verificación general de la estructura

3.2.4.1.Cortante basal

En base a lo definido en la **sección 3.1.7.2.** se procede a escalar y verificar el cortante basal en ambos sentidos.

- **Cortante en sentido X**

Valores una vez escalado el cortante:

Cortante Estático X				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	-89.3468	0
		Bottom	-89.3468	0
Story7	22.68	Top	-182.8207	0
		Bottom	-182.8207	0
Story6	19.44	Top	-267.5816	0
		Bottom	-267.5816	0
Story5	16.2	Top	-333.8493	0
		Bottom	-333.8493	0
Story4	12.96	Top	-382.8805	0
		Bottom	-382.8805	0
Story3	9.72	Top	-416.1315	0
		Bottom	-416.1315	0
Story2	6.48	Top	-435.4242	0
		Bottom	-435.4242	0
Story1	3.24	Top	-442.9926	0
		Bottom	-442.9926	0
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Cortante Dinámico X				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	84.35	3.9166
		Bottom	84.35	3.9166
Story7	22.68	Top	147.3196	7.2286
		Bottom	147.3196	7.2286
Story6	19.44	Top	197.3589	9.9895
		Bottom	197.3589	9.9895
Story5	16.2	Top	238.8047	12.4165
		Bottom	238.8047	12.4165
Story4	12.96	Top	275.782	14.5606
		Bottom	275.782	14.5606
Story3	9.72	Top	309.5368	16.3553
		Bottom	309.5368	16.3553
Story2	6.48	Top	337.8194	17.6462
		Bottom	337.8194	17.6462
Story1	3.24	Top	354.4016	18.2285
		Bottom	354.4016	18.2285
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Max SX	442.9926
Max DX	354.4016

$(DX \cdot \phi) / (SX \cdot \phi)$
0.80

80 = 80% $\rightarrow OK$

- Cortante en sentido Y

Cortante Estático Y				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	0	-89.3468
		Bottom	0	-89.3468
Story7	22.68	Top	0	-182.8207
		Bottom	0	-182.8207
Story6	19.44	Top	0	-267.5816
		Bottom	0	-267.5816
Story5	16.2	Top	0	-333.8493
		Bottom	0	-333.8493
Story4	12.96	Top	0	-382.8805
		Bottom	0	-382.8805
Story3	9.72	Top	0	-416.1315
		Bottom	0	-416.1315
Story2	6.48	Top	0	-435.4242
		Bottom	0	-435.4242
Story1	3.24	Top	0	-442.9926
		Bottom	0	-442.9926
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Cortante Dinámico Y				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	3.4346	80.1586
		Bottom	3.4346	80.1586
Story7	22.68	Top	6.6542	140.5063
		Bottom	6.6542	140.5063
Story6	19.44	Top	9.4878	191.2508
		Bottom	9.4878	191.2508
Story5	16.2	Top	11.8451	236.0144
		Bottom	11.8451	236.0144
Story4	12.96	Top	13.811	275.0192
		Bottom	13.811	275.0192
Story3	9.72	Top	15.3529	308.9875
		Bottom	15.3529	308.9875
Story2	6.48	Top	16.3675	337.1157
		Bottom	16.3675	337.1157
Story1	3.24	Top	16.7588	354.3931
		Bottom	16.7588	354.3931
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

MaxSY	442.9926
MaxDY	354.3931

$(DX*\phi)/(SX*\phi)$
0.80

80 = 80% → OK

3.2.4.2. Derivas de piso

Verificación derivas en sentido X

Derivas en sentido X					
Story	Elevation	Location	X-Dir	Deriva l.	Condición
	m				
Story8	25.92	Top	0.003401	1.530	Cumple
Story7	22.68	Top	0.003553	1.599	Cumple
Story6	19.44	Top	0.003684	1.658	Cumple
Story5	16.2	Top	0.004094	1.842	Cumple
Story4	12.96	Top	0.004419	1.989	Cumple
Story3	9.72	Top	0.004442	1.999	Cumple
Story2	6.48	Top	0.00387	1.742	Cumple
Story1	3.24	Top	0.001942	0.874	Cumple
Base	0	Top	0	0.000	Cumple
MAX				1.999	Cumple

Verificación de derivas en sentido Y

Derivas en sentido Y					
Story	Elevation	Location	X-Dir	Deriva l.	Condición
	m				
Story8	25.92	Top	0.003436	1.546	Cumple
Story7	22.68	Top	0.003379	1.521	Cumple
Story6	19.44	Top	0.003099	1.395	Cumple
Story5	16.2	Top	0.003615	1.627	Cumple
Story4	12.96	Top	0.004098	1.844	Cumple
Story3	9.72	Top	0.004397	1.979	Cumple
Story2	6.48	Top	0.004332	1.949	Cumple
Story1	3.24	Top	0.002749	1.237	Cumple
Base	0	Top	0	0.000	Cumple
MAX				1.979	Cumple

3.2.5. Diseño de elementos estructurales

Los cálculos se realizarán conforme a lo establecido en la **sección 3.1.9.**

- **Columnas**

Se realizó el diseño de la columna 2 A del Nv.+3.24 en base a lo definido en el

ANEXO A con el fin de verificar manualmente los resultados que entregue Etabs.

- **Vigas**

Se realizó el diseño de las vigas del pórtico A del Nv.+9.72 con el fin de verificar manualmente los resultados que entregue Etabs. Se adjunta ejemplo de diseño en el **ANEXO B**.

- **Losas**

El diseño de las losas se adjunta en el **ANEXO B**.

3.3. Hormigón f'c 450 kg/cm²

Para el desarrollo del diseño estructural, se considerará la cuantificación de cargas y prediseño definidas en la **sección 3.1.2**. Además, el cálculo del cortante se realizará en base a lo definido en la **sección 3.1.4**. y el método de diseño basado en fuerzas DBF en base a lo establecido en la **sección 3.1.5**.

En cuanto a la modelación en Etabs, la asignación del diafragma de losa y las cargas seguirá el procedimiento descrito en la **sección 3.1.6**.

3.3.1. Materiales

Hormigón

- Resistencia a la compresión f'c: 450 [kg/cm²] → (4500 [ton/m²])
- Peso específico: 2.4 [t/m³]
- Módulo de elasticidad (Ec) que se obtiene mediante la **ecuación 2**:
265165.04 [kg/cm²]

Ejemplo de cálculo para sacar el módulo de elasticidad del hormigón:

$$Ec = 12500 * \sqrt{f'c}$$

$$Ec = 12500 * \sqrt{450}$$

$$Ec = 265165.04 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

- **Acero de refuerzo**

Las propiedades del acero de refuerzo se definieron en la **sección 3.1.1**.

3.3.2. Prediseño de elementos estructurales

Los cálculos se realizarán conforme a lo establecido en la **sección 3.1.3**.

El prediseño de los elementos estructurales, utilizando hormigón con una resistencia a la compresión de 450 kg/cm², se adjunta en el **Anexo C**.

3.3.3. Modelación estructural en Etabs

3.3.3.1. Definición de materiales

Haciendo uso del programa ETABS, se procede a definir los materiales previamente descritos.

Acero de refuerzo

La asignación del material se definió en la **sección 3.1.6.1**.

Resistencia a la compresión del hormigón

The image shows the ETABS software interface for defining material properties. The main window displays the 'General Data' and 'Mechanical Property Data' sections for material 'FC450'. The 'Material Weight and Mass' section shows 'Specify Weight Density' selected with a value of 0.0024 kg/cm³. The 'Mechanical Property Data' section shows 'Modulus of Elasticity, E' as 265165 kgf/cm², 'Poisson's Ratio, U' as 0.2, 'Coefficient of Thermal Expansion, A' as 0.000009 1/C, and 'Shear Modulus, G' as 110485.42 kgf/cm². A 'Design Property Data' dialog box is open, showing 'Material Name and Type' as 'FC450', 'Concrete, Isotropic', and 'Grade' as 'f'c 450'. The 'Design Properties for Concrete Materials' section shows 'Specified Concrete Compressive Strength, f'c' as 450 kgf/cm², with 'Lightweight Concrete' unchecked and 'Shear Strength Reduction Factor' set to 1.0.

Imagen 19: Asignación resistencia a la compresión del hormigón de 450 kg/cm²

3.3.3.2. Asignación de elementos estructurales

- Columnas

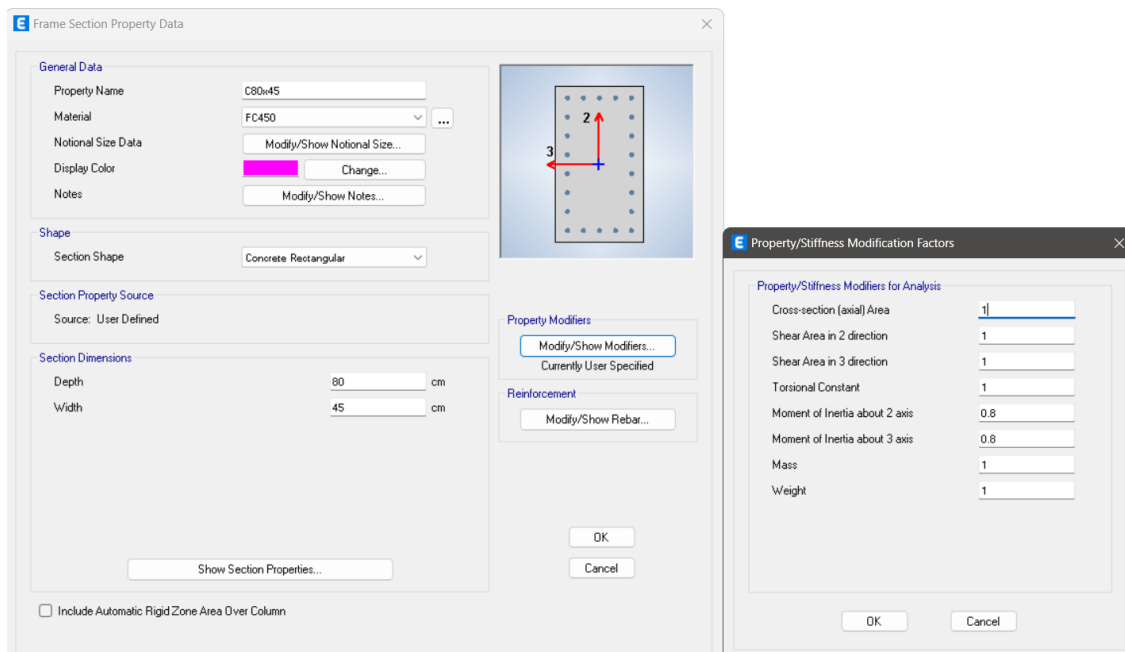


Imagen 20: Asignación de columnas en ETABS con hormigón de resistencia a la compresión de 450 kg/cm²

Las secciones de columnas se ingresan en base a lo establecido en la **sección**

3.1.6.2.

- Vigas

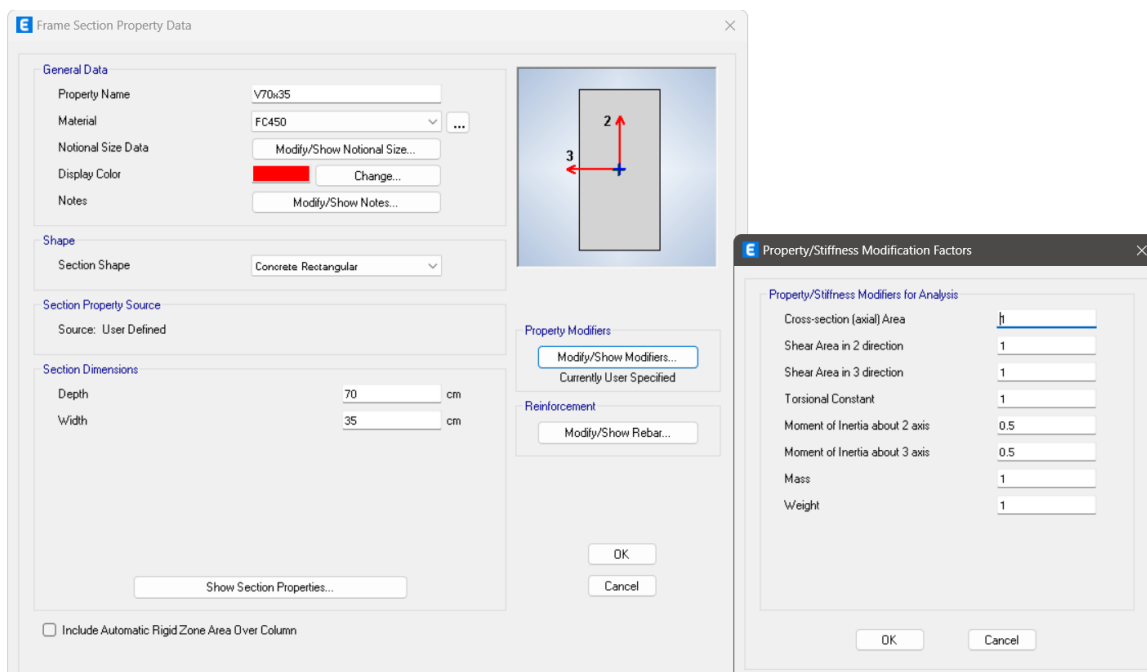


Imagen 21: Asignación de vigas en ETABS con hormigón de resistencia a la compresión de 450 kg/cm²

Las secciones de vigas se ingresan en base a lo establecido en la **sección 3.1.6.2.**

- **Losas**

Imagen 22: Asignación de losas en ETABS

Se definen las losas en base a lo establecido en la **sección 3.1.6.2.**

3.3.4. Verificación general de la estructura

3.3.4.1. Cortante basal

En base a lo definido en la **sección 3.1.7.2.** se procede a escalar y verificar el cortante basal en ambos sentidos.

- **Cortante en sentido X**

Valores una vez escalado el cortante:

Cortante Estático X				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	-87.6364	0
		Bottom	-87.6364	0
Story7	22.68	Top	-178.1626	0
		Bottom	-178.1626	0
Story6	19.44	Top	-260.1898	0
		Bottom	-260.1898	0
Story5	16.2	Top	-324.3201	0
		Bottom	-324.3201	0
Story4	12.96	Top	-371.7699	0
		Bottom	-371.7699	0
Story3	9.72	Top	-403.9485	0
		Bottom	-403.9485	0
Story2	6.48	Top	-422.5627	0
		Bottom	-422.5627	0
Story1	3.24	Top	-429.8649	0
		Bottom	-429.8649	0
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Cortante Dinámico X				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	79.1445	3.3159
		Bottom	79.1445	3.3159
Story7	22.68	Top	140.2277	6.0255
		Bottom	140.2277	6.0255
Story6	19.44	Top	189.8449	8.2273
		Bottom	189.8449	8.2273
Story5	16.2	Top	231.1365	10.1505
		Bottom	231.1365	10.1505
Story4	12.96	Top	267.5305	11.8584
		Bottom	267.5305	11.8584
Story3	9.72	Top	300.3543	13.3225
		Bottom	300.3543	13.3225
Story2	6.48	Top	327.6944	14.4116
		Bottom	327.6944	14.4116
Story1	3.24	Top	343.8919	14.9298
		Bottom	343.8919	14.9298
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Max SX	429.8649
Max DX	343.8919

$(DX \cdot \phi) / (SX \cdot \phi)$
0.80

80 = 80% $\rightarrow$ OK

- Cortante en sentido Y

Cortante Estático Y				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	0	-87.6364
		Bottom	0	-87.6364
Story7	22.68	Top	0	-178.1626
		Bottom	0	-178.1626
Story6	19.44	Top	0	-260.1898
		Bottom	0	-260.1898
Story5	16.2	Top	0	-324.3201
		Bottom	0	-324.3201
Story4	12.96	Top	0	-371.7699
		Bottom	0	-371.7699
Story3	9.72	Top	0	-403.9485
		Bottom	0	-403.9485
Story2	6.48	Top	0	-422.5627
		Bottom	0	-422.5627
Story1	3.24	Top	0	-429.8649
		Bottom	0	-429.8649
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Cortante Dinámico Y				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story8	25.92	Top	2.8739	77.1311
		Bottom	2.8739	77.1311
Story7	22.68	Top	5.4617	135.9381
		Bottom	5.4617	135.9381
Story6	19.44	Top	7.696	185.4879
		Bottom	7.696	185.4879
Story5	16.2	Top	9.5641	229.0042
		Bottom	9.5641	229.0042
Story4	12.96	Top	11.1494	266.8906
		Bottom	11.1494	266.8906
Story3	9.72	Top	12.4421	299.8864
		Bottom	12.4421	299.8864
Story2	6.48	Top	13.3418	327.1041
		Bottom	13.3418	327.1041
Story1	3.24	Top	13.7175	343.8919
		Bottom	13.7175	343.8919
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

MaxSY	429.8649
MaxDY	343.8919

(DX*φ)/(SX*φ)
0.80

80 = 80% → OK

3.3.4.2.Derivas de piso

Verificación derivas en sentido X

Derivas en sentido X					
Story	Elevation	Location	X-Dir	Deriva l.	Condición
	m				
Story8	25.92	Top	0.003072	1.382	Cumple
Story7	22.68	Top	0.003261	1.467	Cumple
Story6	19.44	Top	0.003411	1.535	Cumple
Story5	16.2	Top	0.003907	1.758	Cumple
Story4	12.96	Top	0.004298	1.934	Cumple
Story3	9.72	Top	0.004427	1.992	Cumple
Story2	6.48	Top	0.004012	1.805	Cumple
Story1	3.24	Top	0.002135	0.961	Cumple
Base	0	Top	0	0.000	Cumple
MAX				1.992	Cumple

Verificación de derivas en sentido Y

Derivas en sentido Y					
Story	Elevation	Location	X-Dir	Deriva l.	Condición
	m				
Story8	25.92	Top	0.003194	1.437	Cumple
Story7	22.68	Top	0.003247	1.461	Cumple
Story6	19.44	Top	0.003046	1.371	Cumple
Story5	16.2	Top	0.003578	1.610	Cumple
Story4	12.96	Top	0.004061	1.827	Cumple
Story3	9.72	Top	0.004366	1.965	Cumple
Story2	6.48	Top	0.004338	1.952	Cumple
Story1	3.24	Top	0.002831	1.274	Cumple
Base	0	Top	0	0.000	Cumple
MAX				1.965	Cumple

3.3.5. Diseño de elementos estructurales

Los cálculos se realizarán conforme a lo establecido en la **sección 3.1.9.**

- **Columnas**

Se realizó el diseño de la columna 2 A del Nv.+3.24 con el fin de verificar manualmente los resultados que entregue Etabs. Se adjunta ejemplo de diseño en el **ANEXO C.**

- **Vigas**

Se realizó el diseño de las vigas del pórtico A del Nv.+9.72 con el fin de verificar manualmente los resultados que entregue Etabs. Se adjunta ejemplo de diseño en el **ANEXO C.**

- **Losas**

El diseño de las losas se adjunta en el **ANEXO C.**

4. Capítulo 4: Análisis de costos

4.1. Cuantificación de materiales

En la presente sección, se muestran las tablas donde se consideran los volúmenes en obra y porcentajes de ahorro o pérdida en función de la resistencia al hormigón y el acero de refuerzo para cada elemento estructural.

Para determinar las cantidades de acero que requerirá la estructura en función de cada hormigón, se elaboraron planos estructurales, los mismos que se adjuntan en los ANEXOS A, B y C.

- **Hormigón**

La **tabla 49** presenta el volumen de hormigón empleado para las vigas en función de la resistencia a la compresión del hormigón empleada.

Cantidad de hormigón			
Vigas			
Resistencia hormigón [kg/cm ²]	Volumen [m ³]	Ahorro respecto a f _c 280	Ahorro respecto a f _c 350
f_c 280	439.8	-	-
f_c 350	426.4	3.05 %	-
f_c 450	422.44	3.95 %	0.93 %

Tabla 25: Cantidad de hormigón en vigas en función de la resistencia a la compresión empleada

A medida que la resistencia del hormigón aumenta, el volumen de hormigón que se requiere disminuye, mostrando un ahorro del 3.05% si se emplea un hormigón de 350 kg/cm² respecto a uno de 280 kg/cm². Mientras que, si se emplea un hormigón de 450 kg/cm², la disminución respecto a un hormigón de 280 kg/cm² será del 3.95% y un 0.93% respecto a un hormigón de 350 kg/cm². Estas variaciones, sugieren que el uso de un hormigón de mayor resistencia contribuirá a la reducción del material necesario para las vigas.

La **tabla 50** muestra por otro lado la cantidad de hormigón que se requerirá para las columnas en función de cada hormigón.

Cantidad de hormigón			
Columnas			
Resistencia hormigón [kg/cm ²]	Volumen [m ³]	Ahorro respecto a f _c 280	Ahorro respecto a f _c 350
f_c 280	260.5	-	-
f_c 350	204.77	21.39 %	-
f_c 450	167.96	35.52 %	17.98 %

Tabla 26: Cantidad de hormigón para columnas en función de la resistencia a la compresión empleada

Como se puede apreciar en la tabla, para las columnas, el efecto del aumento en la resistencia a la compresión es más notable. Emplear un hormigón de 350 kg/cm²

respecto a un hormigón de 280 kg/cm², representa en una disminución del 21.39%. Mientras que emplear un hormigón de 450 kg/cm² representa una disminución del 35.52% respecto a un hormigón de 280 kg/cm² y un 17.98% respecto a un hormigón de 350 kg/cm².

- **Acero de refuerzo**

En la **tabla 51** se aprecia la cantidad de acero de refuerzo que requerirán las vigas en función del hormigón que se desee emplear.

Cantidad de acero de refuerzo			
Vigas			
Resistencia hormigón [kg/cm ²]	Peso [Kg]	Ahorro respecto a f'c 280	Ahorro respecto a f'c 350
f'c 280	58862	-	-
f'c 350	61346	-4.22 %	-
f'c 450	61856	-5.09 %	-0.83 %

Tabla 27: Acero de refuerzo para vigas en función de la resistencia a la compresión del hormigón empleada

En cuanto al acero de refuerzo para las vigas, se observa un aumento en la cantidad que se requerirá conforme se aumente la resistencia del hormigón. En caso de emplear una resistencia de 350 o 450 kg/cm² respecto a un hormigón de 280 kg/cm², la cantidad de acero de refuerzo para las vigas aumentará un 4.22% y un 5.09 % respectivamente.

La **tabla 52** presenta la cantidad de acero de refuerzo que se requerirá para las columnas.

Volúmenes en obra- Acero de refuerzo			
Columnas			
Resistencia hormigón [kg/cm ²]	Volumen [m ³]	Ahorro respecto a f'c 280 (%)	Ahorro respecto a f'c 350 (%)
f'c 280	48924	-	-
f'c 350	46296	5.37 %	-
f'c 450	44640	8.76 %	3.58 %

Tabla 28: Cantidad de acero de refuerzo para columnas en función de la resistencia a la compresión empleada

A diferencia de las vigas, la cantidad de acero de refuerzo que se necesitará para las columnas disminuirá conforme la resistencia a la compresión aumente. Pasar de un

hormigón de 280 kg/cm² a uno de 350 kg/cm², el ahorro en acero de refuerzo será del 5.37%. Mientras que pasar a uno de 450 kg/cm², la disminución será del 8.76% respecto a uno de 280 kg/cm² y 3.58% respecto a uno de 350 kg/cm².

En el caso de las losas, como se muestra en la **tabla 53**, las variaciones de la cantidad de acero de refuerzo que se requiere de un hormigón respecto no varían mucho.

Cantidad de acero de refuerzo			
Losas			
Resistencia hormigón [kg/cm ²]	Peso [Kg]	Ahorro respecto a f'c 280	Ahorro respecto a f'c 350
f'c 280	37732	-	-
f'c 350	36775	2.54%	-
f'c 450	36638	2.90%	0.37%

Tabla 29: Cantidad acero de refuerzo para losas en función del tipo de resistencia empleada

En caso de emplear un hormigón con una resistencia de 350 kg/cm², representa una disminución del 2.54% respecto a un hormigón de 280 kg/cm². Por otro lado, emplear un hormigón de 450 kg/cm² representa una disminución del 2.90% respecto a uno de 280 kg/cm² y un 0.37% respecto a uno de 350 kg/cm².

La **tabla 54** muestra la cantidad de material que se empleará para cada elemento estructural en función del tipo de hormigón que se emplee.

Volúmenes en obra-vigas							
Nivel	Hormigones de resistencia a la compresión [kg/cm ²]						
	f'c 280			f'c 350		f'c 450	
	Cantidad	Hormigón [m ³]	Acero [kg]	Hormigón [m ³]	Acero [kg]	Hormigón [m ³]	Acero [kg]
Nv.+3.24	59	62.56	7312	58.36	8800	57.7	8517
Nv.+6.48	59	62.56	8118	58.36	8469	57.7	8939
Nv.+9.72	59	59.61	8465	58.36	8309	57.7	8896
Nv.+12.96	59	59.61	8818	58.36	8310	57.7	8701
Nv.+16.20	59	59.61	8170	58.36	8238	57.7	8282
Nv.+19.44	59	59.61	7948	58.36	7652	57.7	8282
Nv.+22.68	59	38.12	5025	38.12	5876	38.12	5312
Nv.+25.92	59	38.12	5006	38.12	5692	38.12	4927
Subtotal		439.8	58862	426.4	61346	422.44	61856
Volúmenes en obra-columnas							
Nv.+3.24 a Nv.+25.92	144	260.5	48924	204.77	46296	167.96	44640
Subtotal		260.5	48924	204.77	46296	167.96	44640
Volúmenes en obra-losa							
Nv.+3.24	1	495.86	4598	495.86	4594	495.86	4486
Nv.+6.48 a Nv.+12.96	3		14430		14430		14430
Nv.+16.20 a Nv.+19.44	2		9196		9188		9175
Nv.+22.68	1		4910		4910		4894
Nv.+25.92	1		4598		3653		3653
Subtotal		495.86	37732	495.86	36775	495.86	36638
TOTAL		1196.16	145518	1127.03	144417	1086.26	143134

Tabla 30: Volúmenes en obra

4.2. Análisis de precios unitarios (APUS)

Para la elaboración del rubro, con el que se determinará los precios unitarios de cada elemento y los costos directos, se consultará los precios referenciales publicados por el Ministerio de Trabajo y la Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON).

Además, para los costos de cada tipo de hormigón, se presenta en la **tabla 31** los precios facilitados mediante rubros por las hormigoneras Holcim, Selvalegre y la Unión Cementera Nacional (UCEM). El detalle de cada rubro se adjunta en el **ANEXO D**.

Costos directos* los precios no incluyen IVA				
Concepto	Cantidad [m ³]	Hormigonera		
		Holcim	Selvalegre	UCEM
Hormigón premezclado f'c=280 kg/cm ²	1	100.56	89.75	101.25
Hormigón premezclado f'c=350 kg/cm ²	1	113.14	99.25	118.1
Alta resistencia f'c=450 kg/cm ²	1	127.88	109.3	129.05

Tabla 31: Costo hormigones según hormigonera

A continuación, se presenta un resumen de los precios unitarios para cada elemento en función del tipo de hormigón, los cuales se hicieron en base a la hormigonera Selvalegre. Se adjunta en el **ANEXO E** el detalle general del rubro. Además, los rubros en base a los precios de las otras hormigoneras se adjuntan en el **ANEXO D**.

- APUS $f'c$ 280

Hormigón $f'c$ 280 kg/cm² - SELVALEGRE			
No.	Descripción	Unidad	P. Unitario
1	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	Kg	1.92
2	Hormigón en columnas	m ³	138.18
3	Encofrado columnas	m ²	26.69
4	Hormigón en vigas	m ³	138.18
5	Encofrado vigas	m ²	28.15
6	Hormigón en losas	m ³	138.18
7	Encofrado losas	m ²	47.20

- APUS $f'c$ 350

Hormigón $f'c$ 350 kg/cm² - SELVALEGRE			
No.	Descripción	Unidad	P. Unitario
1	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	Kg	1.92
2	Hormigón en columnas	m ³	147.68
3	Encofrado columnas	m ²	26.69
4	Hormigón en vigas	m ³	147.68
5	Encofrado vigas	m ²	28.15
6	Hormigón en losas	m ³	147.68
7	Encofrado losas	m ²	47.20

- APUS f'_c 450

Hormigon f'_c 450 kg/cm² -SELVALEGRE			
No.	Descripción	Unidad	P. Unitario
1	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	Kg	1.92
2	Hormigón en columnas	m ³	157.73
3	Encofrado columnas	m ²	26.69
4	Hormigón en vigas	m ³	157.73
5	Encofrado vigas	m ²	28.15
6	Hormigón en losas	m ³	157.73
7	Encofrado losas	m ²	47.20

5. Capítulo 5: Resultados

5.1. Análisis modal espectral para diferentes resistencias a la compresión del hormigón

El presente capítulo se centra en el análisis lineal de los resultados obtenidos al realizar el diseño estructural en función de resistencia a la compresión del hormigón empleada.

Para el desarrollo del análisis, se revisarán los siguientes criterios:

- Derivas de piso
- Modos de vibración
- Centros de masas y rigidez
- Peso estructural
- Ratio torsión
- Participación de masas
- Periodo dinámico

El análisis buscará validar las decisiones de diseño que se adoptaron y verificar que la estructura cumpla con los requisitos normativos, nacionales e internacionales, en los que se basó el diseño estructural.

5.1.1. $F'c$ 280 kg/cm²

El presente apartado se centra en el análisis de resultados obtenidos al realizar el diseño estructural con un hormigón de 280 kg/cm² de resistencia a la compresión.

- **Derivas de piso**

Para el análisis, se considerarán los parámetros y límites establecidos por la NEC-SE-DS. Dicha norma establece que, para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera, la deriva máxima permitida de cualquier piso no deberá exceder un límite de deriva inelástica máxima del 2%.

La **figura 3** muestra el gráfico de las derivas máximas de cada piso en sentido X y está en función de la altura del edificio.

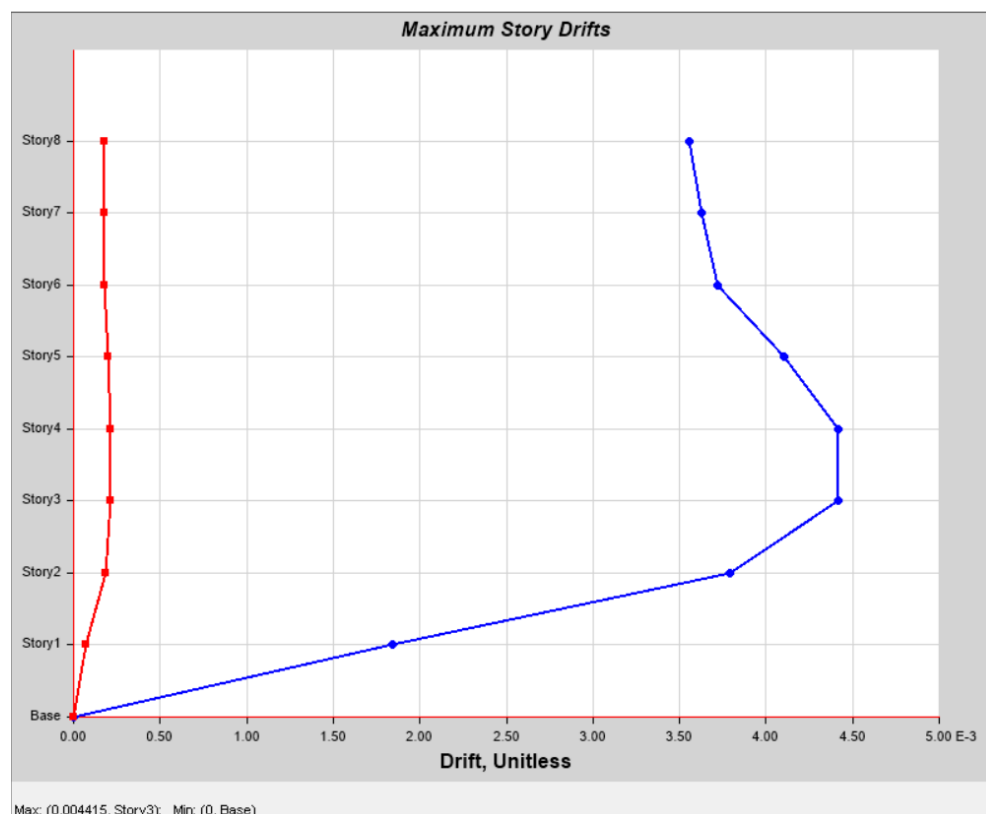


Figura 3: Derivas máximas por piso en sentido X

Como se puede observar, las derivas máximas en sentido “X” en el edificio se presentan en los pisos 3 y 4, mostrando un pico máximo de deriva elástica del 0.004415 en el piso 3. Para determinar que la estructura cumpla con el mínimo del 2%, se debe transformar la deriva elástica a deriva inelástica. Para ello, se multiplica la deriva inelástica por un factor de reducción de respuesta “R” (definido en la **sección 2.17**) y un factor de reducción de 0.75.

$$0.004415 * 0.75 * 6 = 0.019868 \approx 1.98\% < 2\% \rightarrow \text{OK}$$

Por lo tanto, la deriva inelástica máxima de la estructura en el sentido “X” es del 1.98%. Por lo tanto, al ser $1.98\% < 2\%_{\text{admisible}}$, la estructura cumple con la condición. El proceso se lo repite en el sentido “Y” verificando que se cumpla.

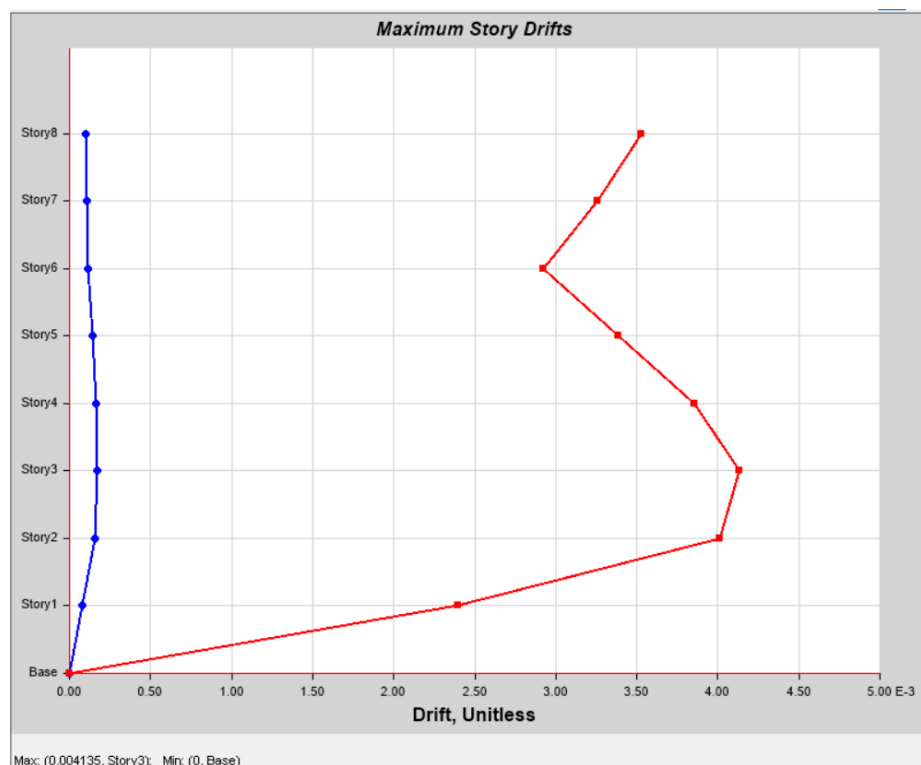


Figura 4: Derivas máximas por piso en sentido Y

Las derivas máximas en sentido “Y” en el edificio se presentan en los pisos 2 y 3, presentando un pico máximo de deriva elástica del 0.004135 en el piso 3. Transformando a deriva inelástica se procede a verificar que también cumpla con la condición.

$$0.004135 * 0.75 * 6 = 0.018608 \approx 1.86\% < 2\% \rightarrow \text{OK}$$

- **Modos de vibración**

La norma establece que se deben definir tres modos de vibración por cada piso. Para este caso, se definieron un total de 24 modos de vibración con tres grados de libertad por piso (8 pisos). Un adecuado comportamiento del edificio de acuerdo con los modos de vibración asegura que haya traslación en el primer y segundo modo, mientras que en el tercero exista rotación. La **tabla 26** agrupa estos tres primeros modos de vibración y la **figura 5** los muestra gráficamente. La tabla completa con todos los modos de vibración se adjunta en el **ANEXO B**.

Modo	UX	UY	RZ
Modo 1	0.1174	0.6324	0.0312
Modo 2	0.5991	0.1431	0.016
Modo 3	0.0341	0.0122	0.7187

Tabla 32: Modos de vibración y deformaciones

Donde:

- UX → Desplazamiento en dirección “X”
- UY → Desplazamiento en dirección “Y”
- RZ → Rotación alrededor del eje Z

La tabla muestra que el 63.24% de la masa total participa en el primer modo de vibración en dirección “Y”, sugiriendo un comportamiento traslacional. Esto se explica al haber una baja contribución a la rotación “RZ” del 3.2% predominando de esta manera traslación sobre rotación. En el segundo modo, el 59.91% de la masa contribuye en dirección “X”, indicando nuevamente un comportamiento traslacional, al predominar sobre la rotación que es de apenas el 1.6%. Finalmente, el tercer modo de vibración muestra una mayor contribución rotacional, lo que refleja la rigidez torsional en la estructura.

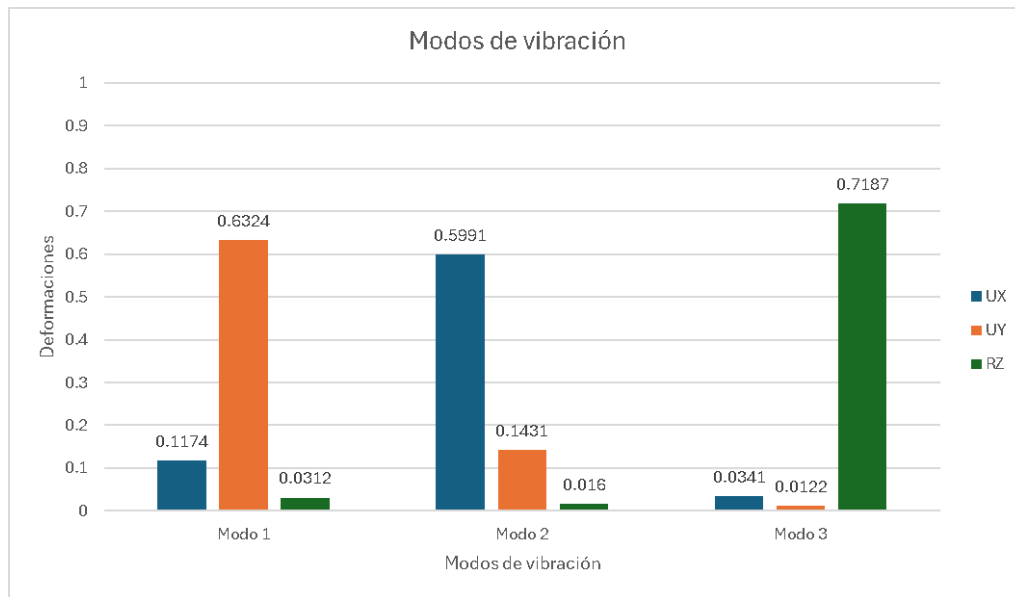


Figura 5: Modos de vibración en la estructura

Las normas nacionales e internacionales, como la NEC y la ASCE 7-22 establecen que las sumas acumuladas de las masas modales efectivas que participan en los modos de vibración en cada una de las direcciones horizontales principales deben ser de al menos el 90%. Para verificar esto, la **tabla 27** agrupa un resumen del **ANEXO B** con los modos de vibración y las principales direcciones horizontales (UX, UZ y RZ).

Ratios de masa modales participantes							
Caso	Modo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modo	1	0.11740	0.63240	0.11740	0.63240	0.03120	0.03120
Modo	2	0.59910	0.14310	0.71650	0.77560	0.01600	0.04720
Modo	3	0.03410	0.01220	0.75060	0.78780	0.71870	0.76590
Modo	4	0.00004	0.09420	0.75060	0.88200	0.00070	0.76650
Modo	5	0.10680	0.00020	0.85740	0.88210	0.01080	0.77730
Modo	6	0.01250	0.00040	0.87000	0.88250	0.09710	0.87450
Modo	7	0.00000	0.05590	0.87000	0.93830	0.00010	0.87460
Modo	8	0.04060	0.00004	0.91060	0.93840	0.01770	0.89230
Modo	9	0.01860	0.00005	0.92920	0.93840	0.03910	0.93140
Modo	10	0.00000	0.02940	0.92920	0.96780	0.00004	0.93150
Modo	11	0.01780	0.00002	0.94690	0.96790	0.01450	0.94590
Modo	12	0.01490	0.00010	0.96190	0.96790	0.01730	0.96330
Modo	13	0.00001	0.01640	0.96190	0.98440	0.00010	0.96340
Modo	14	0.00000	0.00940	0.96190	0.99370	0.00000	0.96340
Modo	15	0.00880	0.00000	0.97070	0.99370	0.01010	0.97350
Modo	16	0.01050	0.00000	0.98120	0.99370	0.00860	0.98210
Modo	17	0.00000	0.00480	0.98120	0.99850	0.00000	0.98210
Modo	18	0.00000	0.00150	0.98120	1.00000	0.00000	0.98210
Modo	19	0.00450	0.00000	0.98560	1.00000	0.00650	0.98860
Modo	20	0.00680	0.00000	0.99250	1.00000	0.00430	0.99290
Modo	21	0.00200	0.00000	0.99450	1.00000	0.00350	0.99640
Modo	22	0.00380	0.00000	0.99830	1.00000	0.00200	0.99840
Modo	23	0.00060	0.00000	0.99880	1.00000	0.00110	0.99950
Modo	24	0.00120	0.00000	1.00000	1.00000	0.00050	1.00000

Tabla 33: Ratios de masa modales participantes (Tabla resumida)

Como se puede observar en la tabla, en sentido X pasa del 90% a partir del modo 8. En sentido Y lo hace desde el modo 7 y en sentido Z desde el modo 9. Cumplir esto permite asegurarnos de que la estructura no tiene irregularidades.

- **Centros de masa y rigidez**

Para el presente análisis, se considerará una excentricidad del 5%. Se evaluará que cada piso cumpla con esta condición. En caso de no hacerlo, se deberá aumentar el tamaño de las secciones estructurales. Por otro lado, cumplir con esta condición, evitará que existan problemas de pandeo o fallas por flexión en la estructura, evitando un desplazamiento de la carga con respecto al centroide de la sección estructural excesivo.

Para determinar si la estructura cumple con esta condición, se deberá conocer la longitud total tanto del sentido X como sentido Y de la losa.

Longitud en X	15.28	m
Longitud en Y	29.98	m

Aplicando la excentricidad del 5%:

- **Sentido X:**

$$Lx = 15.28 * 0.05 = 0.764 [m]$$

$$Ly = 29.98 * 0.05 = 1.499 [m]$$

Para determinar la excentricidad en sentido X, se empleará la **ecuación 41**. Por otra parte, para determinar la excentricidad en el sentido Y, se empleará la **ecuación 42**.

$$e_x = XCM - XCR$$

Ecuación 41: Excentricidad máxima en sentido X

$$e_y = YCM - YCR$$

Ecuación 42: Excentricidad máxima en sentido Y

Donde:

- XCM → Centro de masa en X
- YCM → Centro de masa en Y
- XCR → Centro de rigidez en X
- YCR → Centro de rigidez en Y

Cada valor se obtendrá de la **tabla 37**.

Centros de masa y rigidez					
Piso	Diafragma	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
Piso1	D1	8.0392	14.7376	8.3001	15.5337
Piso2	D2	8.0392	14.7376	8.351	15.4808
Piso3	D3	8.0392	14.7376	8.3752	15.444
Piso4	D4	8.0392	14.7376	8.3892	15.4184
Piso5	D5	8.0392	14.7376	8.3993	15.3994
Piso6	D6	8.0481	14.7569	8.4101	15.3824
Piso7	D7	7.9913	14.8121	8.424	15.3674
Piso8	D8	7.9889	14.7026	8.4341	15.3626

Tabla 34: Centros de masa y rigidez de la estructura (resumido)

Los valores de “ex” y “ey” deberán ser menores a “Lx” y “Ly” para que la estructura cumpla con el requisito de excentricidad del 5%.

Piso1			Piso5		
ex	0.2532	cumple	ex	0.3524	cumple
ey	0.8178	cumple	ey	0.6835	cumple
Piso2			Piso6		
ex	0.3041	cumple	ex	0.3632	cumple
ey	0.7649	cumple	ey	0.6665	cumple
Piso3			Piso7		
ex	0.3283	cumple	ex	0.4218	cumple
ey	0.7281	cumple	ey	0.5858	cumple
Piso4			Piso8		
ex	0.3423	cumple	ex	0.4385	cumple
ey	0.7025	cumple	ey	0.6775	cumple

Con los resultados obtenidos, se determina que la estructura cumple con los requisitos de excentricidad en ambos sentidos, por lo que no es necesario aumentar ninguna sección estructural.

- **Radio torsión**

La NEC define que existe irregularidad torsional cuando la deriva máxima de piso de la estructura supera en más de 1.2 veces la deriva promedio en relación con el eje referencial.

Para determinar si existe dicha irregularidad, se presenta la **tabla 29** y la **tabla 30** donde muestra la razón entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento promedio para cada piso para cargas estáticas en dirección “X” e “Y” respectivamente.

Desplazamientos máximos entre pisos						
Story	Output Case	Case Type	Direction	MaxDrift	AvgDrift	Ratio
				m	m	
Story8	Estatico X	LinStatic	X	0.094826	0.087418	1.085
Story7	Estatico X	LinStatic	X	0.083391	0.076875	1.085
Story6	Estatico X	LinStatic	X	0.071732	0.066119	1.085
Story5	Estatico X	LinStatic	X	0.059767	0.055079	1.085
Story4	Estatico X	LinStatic	X	0.046564	0.042905	1.085
Story3	Estatico X	LinStatic	X	0.032368	0.02982	1.085
Story2	Estatico X	LinStatic	X	0.018168	0.016735	1.086
Story1	Estatico X	LinStatic	X	0.005965	0.005494	1.086
					Max	1.086

Tabla 35: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección X

Como muestra la tabla, el radio máximo en la estructura se presenta en el piso 2 $1.086 < 1.2$ y está dentro del límite permitido por la norma

Desplazamientos máximos entre pisos						
Story	Output Case	Case Type	Direction	MaxDrift	AvgDrift	Ratio
				m	m	
Story8	Estatico Y	LinStatic	Y	0.088758	0.087449	1.015
Story7	Estatico Y	LinStatic	Y	0.077365	0.076183	1.016
Story6	Estatico Y	LinStatic	Y	0.066855	0.065807	1.016
Story5	Estatico Y	LinStatic	Y	0.057418	0.056513	1.016
Story4	Estatico Y	LinStatic	Y	0.04649	0.04576	1.016
Story3	Estatico Y	LinStatic	Y	0.034055	0.033527	1.016
Story2	Estatico Y	LinStatic	Y	0.020711	0.020398	1.015
Story1	Estatico Y	LinStatic	Y	0.007775	0.007663	1.015
					Max	1.016

Tabla 36: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección Y

La tabla muestra que el radio máximo se encuentra entre los pisos 3 y 6 $1.016 < 1.2$ y están dentro del límite permitido por la norma.

Se determina que en la estructura no existe irregularidad torsional por lo tanto no es necesario realizar ningún cambio adicional.

- **Participación de masas**

Las normas establecen que la participación de masas debe ser de al menos el 90% como se definió en la **sección 4.1.2.2**. En la presente sección, se verificará mediante la **tabla 31** que la participación de masa estática y masa dinámica cumpla con lo estipulado en las normas para las direcciones horizontales.

Ratios de participación de carga modal				
Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Tabla 37: Ratios de participación de masa estática y dinámica

Como se puede observar, la participación de masas estáticas y dinámicas en ambas direcciones horizontales (UX, UY) cumplen con el mínimo del 90% de participación como se estipula en las normas. Por otro lado, la participación en dirección vertical “UZ” es igual a cero, lo que indica que no hay participación en dicha dirección. Esto se debe a que, en un análisis modal orientado a la respuesta sísmica estructural, las vibraciones que se den en las direcciones “UX” y “UY” son las más relevantes, pues las fuerzas sísmicas principales actúan en esas direcciones teniendo los modos más dominantes en éstas.

- **Periodo dinámico**

El periodo fundamental del análisis modal espectral, que se muestra en la **tabla 32** debe ser inferior al periodo fundamental.

Se calcula mediante la **ecuación 45**.

$$T2 = Tn * 1.3$$

Donde:

- $T = Tn \rightarrow$ Periodo estático (calculado en la **sección 3.1.4.1.2.**)

$$T2 = 1.030 * 1.3$$

$$T2 = 1.338 [s]$$

Por lo tanto:

$$T_{Etabs} < T2$$

Periodo		
Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	1.164
Modal	2	1.153
Modal	3	1.018

Tabla 38: Periodo Etabs

La tabla muestra una versión resumida con los periodos en los principales modos de vibración. El periodo de la estructura es 1.164 [s], lo que indica que $1.164 < 1.338$. Cumplir con esta condición, demuestra que la estructura es lo suficientemente rígida para evitar desplazamientos mayores durante un sismo.

5.1.2. F'_c 350 kg/cm²

El presente apartado se centra en el análisis de resultados obtenidos al realizar el diseño estructural con un hormigón de 350 kg/cm² de resistencia a la compresión en base a las consideraciones definidas en el apartado “Análisis de resultados para hormigón de 280 kg/cm²”.

- **Derivas de piso**

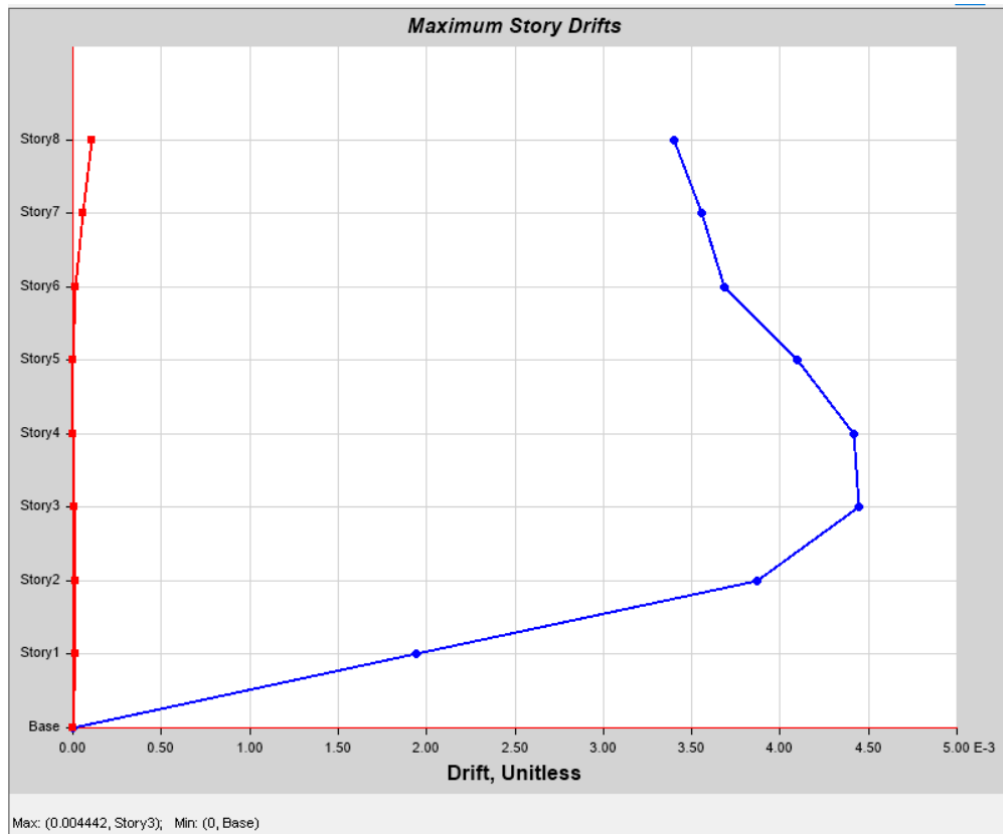


Figura 6: Derivas máximas por piso en sentido X

Como se puede observar, las derivas máximas en sentido “X” en el edificio se presentan en los pisos 3 y 4, mostrando un pico máximo de deriva elástica del 0.004415 en el piso 3.

$$0.004442 * 0.75 * 6 = 0.019989 \approx 1.99\% \leq 2\% \rightarrow \text{OK}$$

Por lo tanto, la deriva inelástica máxima de la estructura en el sentido “X” es del 2%. Por lo tanto, al ser $1.998\% \leq 2\%_{admisible}$, la estructura cumple con la condición. El proceso se lo repite en el sentido “Y” verificando que se cumpla.

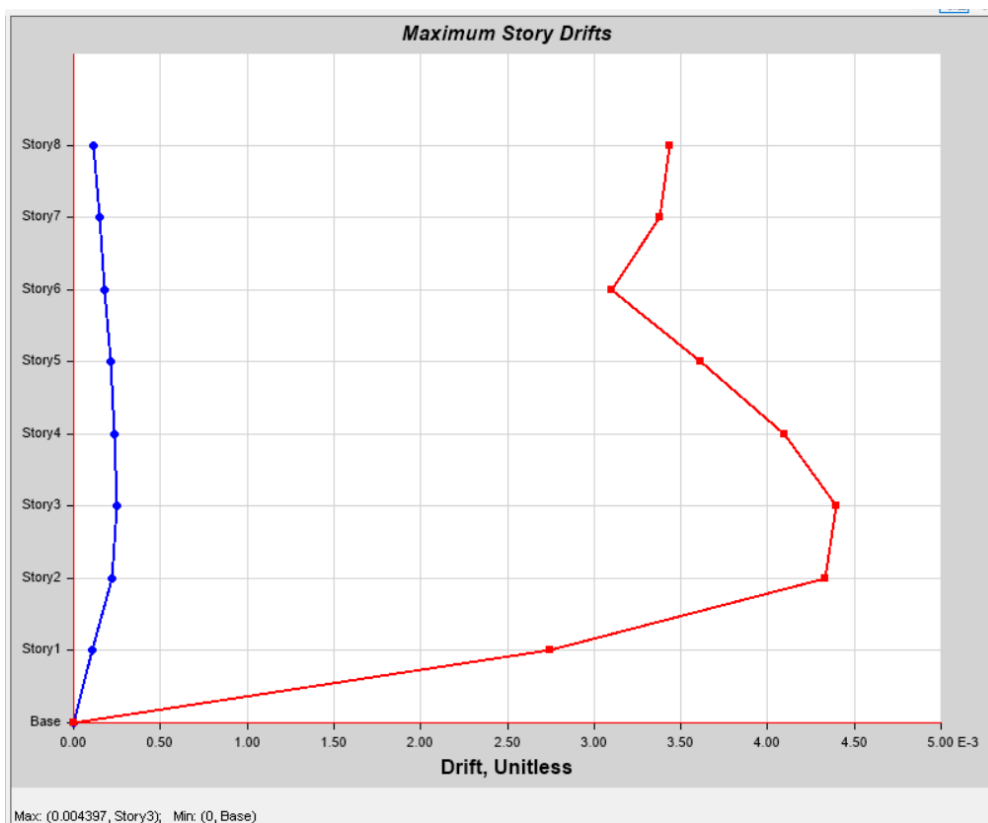


Figura 7: Derivas máximas por piso en sentido Y

Las derivas máximas en sentido “Y” en el edificio se presentan en los pisos 2 y 3, presentando un pico máximo de deriva elástica del 0.004397 en el piso 3. Transformando a deriva inelástica se procede a verificar que también cumpla con la condición.

$$0.004397 * 0.75 * 6 = 0.0197865 \approx 1.97\% < 2\% \rightarrow \text{OK}$$

- **Modos de vibración**

La **tabla 33** agrupa estos tres primeros modos de vibración y la **figura 6** los muestra gráficamente. La tabla completa con todos los modos de vibración se adjunta en el **ANEXO B**.

Modo	UX	UY	RZ
Modo 1	0.5226	0.0349	0.2092
Modo 2	0.0453	0.7502	2.423E-06
Modo 3	0.1915	0.0127	0.5648

Tabla 39: Modos de vibración y deformaciones

La tabla muestra que el 52.26% de la masa total participa en el primer modo de vibración en dirección “X”, sugiriendo un comportamiento traslacional. En el segundo modo, el 75.02% de la masa contribuye en dirección “Y”.

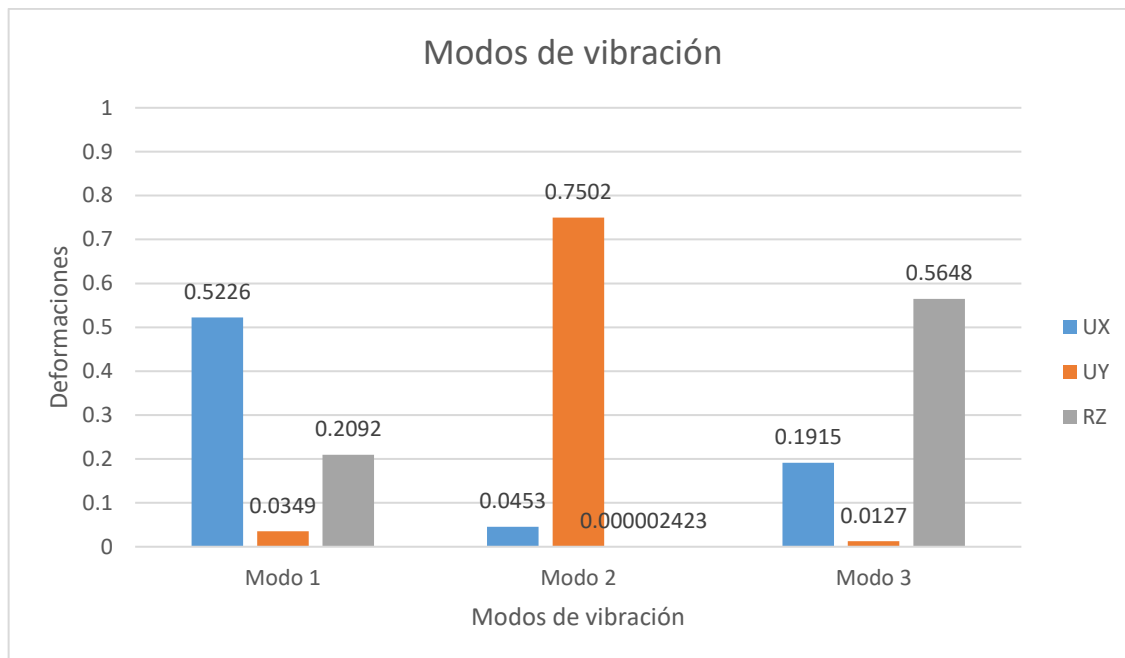


Figura 8: Modos de vibración en la estructura

La **tabla 33** agrupa un resumen del **ANEXO B** con los modos de vibración y las principales direcciones horizontales (UX, UZ y RZ).

Ratios de masa modales participantes							
Caso	Modo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modo	1	0.52260	0.03490	0.52260	0.03490	0.20920	0.20920
Modo	2	0.04530	0.75020	0.56800	0.78520	0.00000	0.20920
Modo	3	0.19150	0.01270	0.75950	0.79790	0.56480	0.77400
Modo	4	0.00040	0.09250	0.75990	0.89040	0.00150	0.77560
Modo	5	0.08110	0.00120	0.84100	0.89160	0.03100	0.80650
Modo	6	0.03500	0.00040	0.87600	0.89200	0.07570	0.88220
Modo	7	0.00001	0.05140	0.87600	0.94340	0.00020	0.88240
Modo	8	0.02850	0.00010	0.90450	0.94350	0.02490	0.90730
Modo	9	0.02720	0.00010	0.93170	0.94360	0.02760	0.93490
Modo	10	0.00000	0.02700	0.93170	0.97060	0.00010	0.93500
Modo	11	0.01240	0.00010	0.94420	0.97070	0.01740	0.95240
Modo	12	0.00002	0.01500	0.94420	0.98570	0.00001	0.95240
Modo	13	0.01850	0.00000	0.96270	0.98570	0.01210	0.96450
Modo	14	0.00000	0.00850	0.96270	0.99420	0.00000	0.96450
Modo	15	0.00630	0.00001	0.96900	0.99420	0.01150	0.97600
Modo	16	0.01220	0.00001	0.98120	0.99420	0.00600	0.98210
Modo	17	0.00000	0.00440	0.98120	0.99870	0.00001	0.98210
Modo	18	0.00000	0.00130	0.98120	1.00000	0.00000	0.98210
Modo	19	0.00330	0.00000	0.98450	1.00000	0.00750	0.98950
Modo	20	0.00780	0.00000	0.99230	1.00000	0.00320	0.99270
Modo	21	0.00160	0.00000	0.99390	1.00000	0.00410	0.99680
Modo	22	0.00400	0.00000	0.99790	1.00000	0.00170	0.99860
Modo	23	0.00070	0.00000	0.99870	1.00000	0.00100	0.99960
Modo	24	0.00130	0.00000	1.00000	1.00000	0.00040	1.00000

Tabla 40: Ratios de masa modales participantes (Tabla resumida)

Como se puede observar en la tabla, en sentido X y Z pasa del 90% a partir del modo 8. En sentido Y lo hace desde el modo 7.

- **Centros de masa y rigidez**

Centros de masa y rigidez					
Piso	Diafragma	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
Piso1	D1	8.0032	14.8779	8.3338	16.0838
Piso2	D2	8.0032	14.8779	8.3412	16.1761
Piso3	D3	8.0023	14.8832	8.3446	16.2243
Piso4	D4	8.0023	14.8832	8.3468	16.2513
Piso5	D5	8.0023	14.8832	8.3485	16.2648
Piso6	D6	8.0023	14.8832	8.351	16.2658
Piso7	D7	7.9982	14.7757	8.3628	16.2193
Piso8	D8	7.9983	14.6722	8.3933	16.0865

Tabla 41: Centros de masa y rigidez de la estructura (resumido)

Piso1

ex	0.3306	cumple
ey	1.2059	cumple

Piso2

ex	0.338	cumple
ey	1.2982	cumple

Piso3

ex	0.3423	cumple
ey	1.3411	cumple

Piso4

ex	0.3445	cumple
ey	1.3681	cumple

Piso5

ex	0.3462	cumple
ey	1.3816	cumple

Piso6

ex	0.3487	cumple
ey	1.3826	cumple

Piso7

ex	0.3646	cumple
ey	1.4436	cumple

Piso8

ex	0.395	cumple
ey	1.4143	cumple

Con los resultados obtenidos, se determina que la estructura cumple con los requisitos de excentricidad en ambos sentidos, por lo que no es necesario aumentar ninguna sección estructural.

- **Radio torsión**

Para determinar si existe irregularidad, se presenta la **tabla 39** y la **tabla 37** donde muestra la razón entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento promedio para cada piso para cargas estáticas en dirección “X” e “Y” respectivamente.

Desplazamientos máximos entre pisos						
Story	Output Case	Case Type	Direction	MaxDrift	AvgDrift	Ratio
				m	m	
Story8	Estatico X	LinStatic	X	0.011019	0.010431	1.056
Story7	Estatico X	LinStatic	X	0.011511	0.011182	1.029
Story6	Estatico X	LinStatic	X	0.011938	0.011863	1.006
Story5	Estatico X	LinStatic	X	0.013265	0.013247	1.001
Story4	Estatico X	LinStatic	X	0.014316	0.014296	1.001
Story3	Estatico X	LinStatic	X	0.014392	0.014344	1.003
Story2	Estatico X	LinStatic	X	0.01254	0.012444	1.008
Story1	Estatico X	LinStatic	X	0.006291	0.006197	1.015
					Max	1.056

Tabla 42: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección X

Como muestra la tabla, el radio máximo en la estructura se presenta en el piso 8 $1.056 < 1.2$ y está dentro del límite permitido por la norma

Desplazamientos máximos entre pisos						
Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio
				m	m	
Story8	Estatico Y	LinStatic	Y	0.011133	0.010952	1.017
Story7	Estatico Y	LinStatic	Y	0.010948	0.010721	1.021
Story6	Estatico Y	LinStatic	Y	0.010042	0.00977	1.028
Story5	Estatico Y	LinStatic	Y	0.011714	0.011391	1.028
Story4	Estatico Y	LinStatic	Y	0.013278	0.012916	1.028
Story3	Estatico Y	LinStatic	Y	0.014245	0.013871	1.027
Story2	Estatico Y	LinStatic	Y	0.014035	0.013697	1.025
Story1	Estatico Y	LinStatic	Y	0.008906	0.008763	1.016
					Max	1.028

Tabla 43: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección Y

La tabla muestra que el radio máximo se encuentra entre los pisos 4 y 6 $1.028 < 1.2$ y están dentro del límite permitido por la norma.

En base a estos resultados, se determina que en la estructura no existe irregularidad torsional por lo tanto no se requiere de realizar ningún cambio adicional.

- **Participación de masas**

Ratios de participación de carga modal				
Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Tabla 44: Ratios de participación de masa estática y dinámica

Como se puede observar, la participación de masas estáticas y dinámicas en ambas direcciones horizontales (UX, UY) cumplen con el mínimo del 90% de participación como se estipula en las normas.

- **Periodo dinámico**

El periodo fundamental del análisis modal espectral, que se muestra en la **tabla 39** debe ser inferior al periodo fundamental.

El periodo fundamental de la estructura se calcula mediante la **ecuación 45**.

$$T_2 = T_n * 1.3 \text{ (Definido en la sección 4.1.)}$$

$$T_{Etabs} < T_2$$

Periodo		
Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	1.261
Modal	2	1.207
Modal	3	1.086

Tabla 45: Periodo Etabs

La tabla muestra una versión resumida con los periodos en los principales modos de vibración. El periodo fundamental de la estructura es 1.261 [s], lo que indica que $1.261 < 1.338$. $\rightarrow$ OK

5.1.3. F'c 450 kg/cm2

La presente sección se centra en el análisis de resultados obtenidos al realizar el diseño estructural con un hormigón de 450 kg/cm2 de resistencia a la compresión en base a las consideraciones definidas en el apartado “Análisis de resultados para hormigón de 280 kg/cm2”.

- **Derivas de piso**

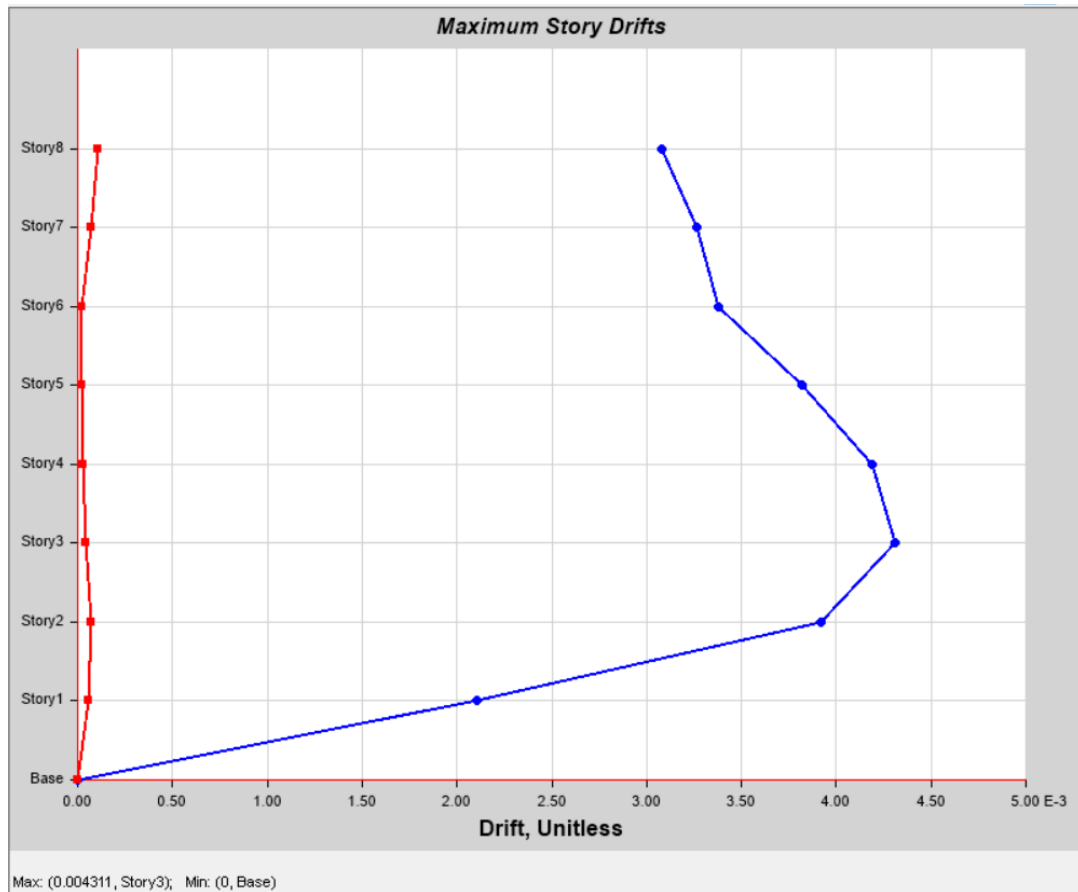


Figura 9: Derivas máximas por piso en sentido X

Como se puede observar, la deriva máxima en sentido “X” en el edificio se presenta en el piso 3, mostrando un pico máximo de deriva elástica del 0.004311.

$$0.004311 * 0.75 * 6 = 0.0193995 \approx 1.93\% \leq 2\% \rightarrow \text{OK}$$

Por lo tanto, la deriva inelástica máxima de la estructura en el sentido “X” es del 2%. Por lo tanto, al ser $1.93\% \leq 2\%_{\text{admisible}}$, la estructura cumple con la condición. El proceso se lo repite en el sentido “Y” verificando que se cumpla.

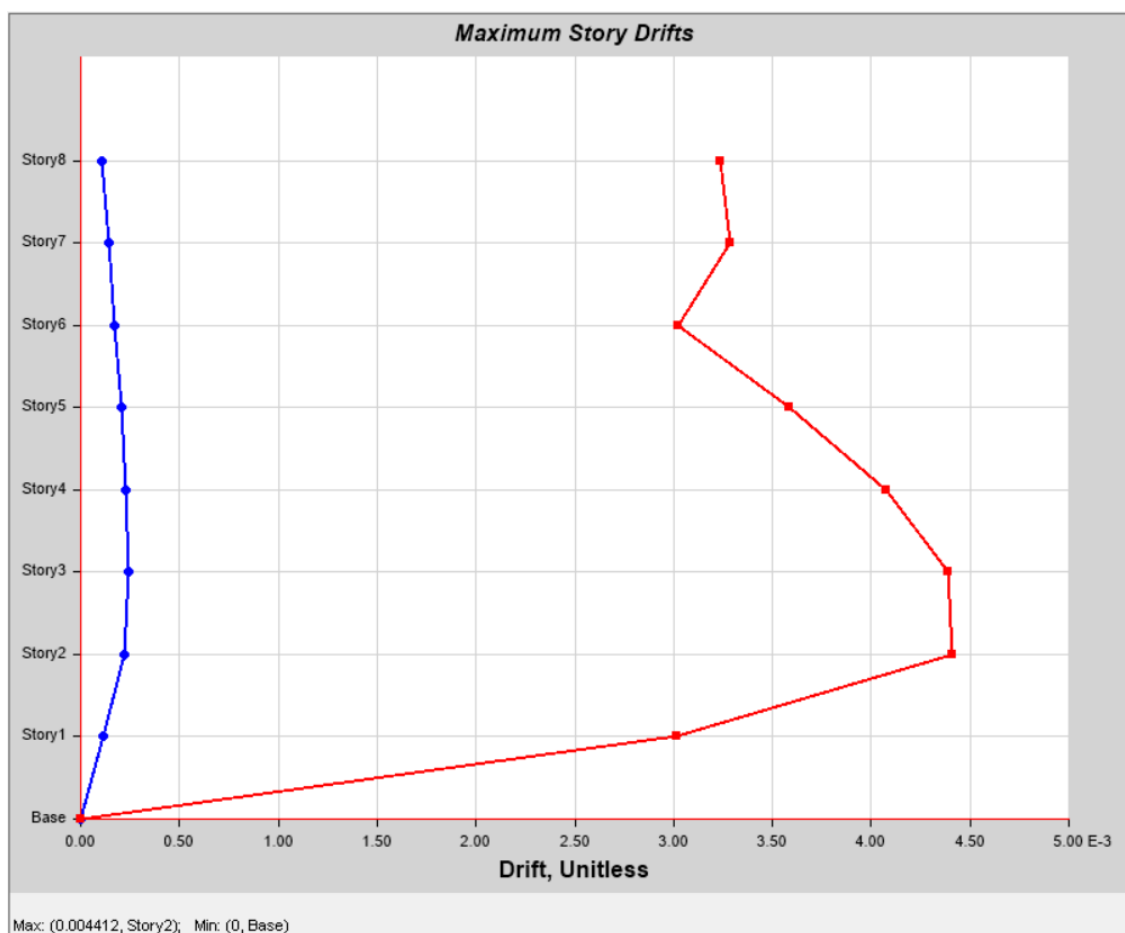


Figura 10: Derivas máximas por piso en sentido Y

La deriva máximas en sentido “Y” en el edificio se presentan en los pisos 2 y 3, presentando un pico máximo de deriva elástica del 0.004397 en el piso 2. Transformando a deriva inelástica se procede a verificar que también cumpla con la condición.

$$0.004412 * 0.75 * 6 = 0.019854 \approx 1.98\% < 2\% \rightarrow \text{OK}$$

- **Modos de vibración**

La **tabla 40** agrupa estos tres primeros modos de vibración y la **figura 6** los muestra gráficamente. La tabla completa con todos los modos de vibración se adjunta en el **ANEXO C**.

Modo	UX	UY	RZ
Modo 1	0.3833	0.206	0.1939
Modo 2	0.1782	0.5923	0.0278
Modo 3	0.2096	0.0092	0.5625

Tabla 46: Modos de vibración y deformaciones

La tabla muestra que el 38.33% de la masa total participa en el primer modo de vibración en dirección “X”, sugiriendo un comportamiento traslacional. En el segundo modo, el 59.23% de la masa contribuye en dirección “Y”.

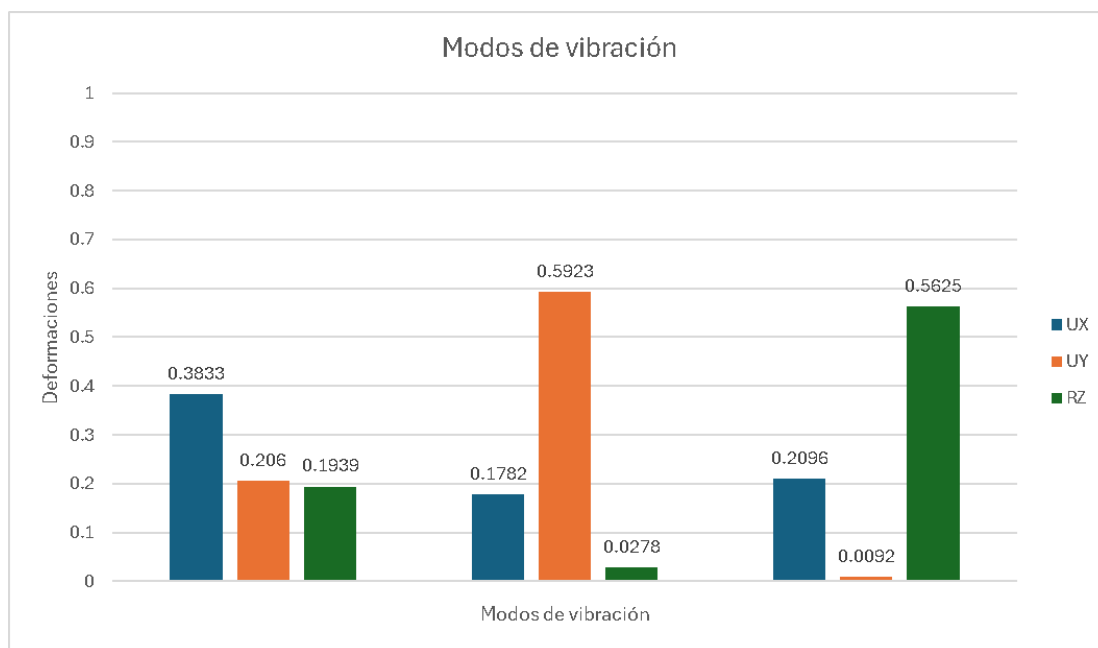


Figura 11: Modos de vibración en la estructura

La **tabla 41** agrupa un resumen del **ANEXO C** con los modos de vibración y las principales direcciones horizontales (UX, UZ y RZ).

Ratios de masa modales participantes							
Caso	Modo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modo	1	0.38330	0.20600	0.38330	0.20600	0.19390	0.19390
Modo	2	0.17820	0.59230	0.56150	0.79830	0.02780	0.22170
Modo	3	0.20960	0.00920	0.77110	0.80760	0.56250	0.78430
Modo	4	0.00020	0.09060	0.77130	0.89820	0.00120	0.78550
Modo	5	0.07940	0.00080	0.85070	0.89900	0.02910	0.81460
Modo	6	0.03160	0.00040	0.88230	0.89940	0.07360	0.88820
Modo	7	0.00001	0.04870	0.88230	0.94810	0.00020	0.88840
Modo	8	0.02960	0.00010	0.91190	0.94820	0.02150	0.90990
Modo	9	0.02300	0.00010	0.93490	0.94830	0.02820	0.93800
Modo	10	0.00000	0.02550	0.93490	0.97380	0.00010	0.93810
Modo	11	0.01220	0.00010	0.94700	0.97380	0.01670	0.95470
Modo	12	0.00010	0.01370	0.94710	0.98750	0.00000	0.95470
Modo	13	0.01740	0.00000	0.96450	0.98750	0.01160	0.96630
Modo	14	0.00000	0.00750	0.96450	0.99500	0.00000	0.96630
Modo	15	0.00520	0.00001	0.96980	0.99500	0.01190	0.97820
Modo	16	0.00003	0.00380	0.96980	0.99880	0.00000	0.97820
Modo	17	0.01240	0.00000	0.98210	0.99890	0.00480	0.98310
Modo	18	0.00000	0.00110	0.98210	1.00000	0.00000	0.98310
Modo	19	0.00220	0.00000	0.98440	1.00000	0.00800	0.99110
Modo	20	0.00830	0.00000	0.99270	1.00000	0.00200	0.99310
Modo	21	0.00090	0.00000	0.99360	1.00000	0.00460	0.99760
Modo	22	0.00470	0.00000	0.99830	1.00000	0.00070	0.99840
Modo	23	0.00020	0.00000	0.99850	1.00000	0.00140	0.99980
Modo	24	0.00150	0.00000	1.00000	1.00000	0.00020	1.00000

Tabla 47: Ratios de masa modales participantes (Tabla resumida)

Como se puede observar en la tabla, en sentido X y Z pasa del 90% a partir del modo 8. En sentido Y lo hace desde el modo 7.

- **Centros de masa y rigidez**

Centros de masa y rigidez					
Piso	Diafragma	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
Piso1	D1	7.99	14.84	8.32	15.53
Piso2	D2	7.99	14.84	8.33	15.79
Piso3	D3	7.99	14.84	8.34	15.93
Piso4	D4	7.99	14.84	8.34	16.01
Piso5	D5	7.99	14.84	8.34	16.06
Piso6	D6	7.99	14.84	8.34	16.08
Piso7	D7	7.99	14.72	8.35	16.06
Piso8	D8	7.99	14.64	8.38	15.93

Tabla 48: Centros de masa y rigidez de la estructura (resumido)

Piso1			Piso5		
ex	0.2751	cumple	ex	0.292	cumple
ey	0.8118	cumple	ey	1.3409	cumple
Piso2			Piso6		
ex	0.2849	cumple	ex	0.2935	cumple
ey	1.0737	cumple	ey	1.3674	cumple
Piso3			Piso7		
ex	0.2887	cumple	ex	0.3495	cumple
ey	1.216	cumple	ey	1.2776	cumple
Piso4			Piso8		
ex	0.2907	cumple	ex	0.3882	cumple
ey	1.2958	cumple	ey	1.242	cumple

Con los resultados obtenidos, se determina que la estructura cumple con los requisitos de excentricidad en ambos sentidos, por lo que no es necesario aumentar ninguna sección estructural.

- **Radio torsión**

Para determinar si existe irregularidad, se presenta la **tabla 43** y la **tabla 44** donde muestra la razón entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento promedio para cada piso para cargas estáticas en dirección “X” e “Y” respectivamente.

Desplazamientos máximos entre pisos						
Story	Output Case	Case Type	Direction	MaxDrift	AvgDrift	Ratio
				m	m	
Story8	Estatico X	LinStatic	X	0.094826	0.087418	1.065
Story7	Estatico X	LinStatic	X	0.083391	0.076875	1.038
Story6	Estatico X	LinStatic	X	0.071732	0.066119	1.011
Story5	Estatico X	LinStatic	X	0.059767	0.055079	1.01
Story4	Estatico X	LinStatic	X	0.046564	0.042905	1.012
Story3	Estatico X	LinStatic	X	0.032368	0.02982	1.018
Story2	Estatico X	LinStatic	X	0.018168	0.016735	1.032
Story1	Estatico X	LinStatic	X	0.005965	0.005494	1.054
					Max	1.065

Tabla 49: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección X

Como muestra la tabla, el radio máximo en la estructura se presenta en el piso 1 $1.065 < 1.2$ y está dentro del límite permitido por la norma

Desplazamientos máximos entre pisos						
Story	Output Case	Case Type	Direction	MaxDrift	AvgDrift	Ratio
				m	m	
Story8	Estatico Y	LinStatic	Y	0.088758	0.087449	1.016
Story7	Estatico Y	LinStatic	Y	0.077365	0.076183	1.021
Story6	Estatico Y	LinStatic	Y	0.066855	0.065807	1.027
Story5	Estatico Y	LinStatic	Y	0.057418	0.056513	1.027
Story4	Estatico Y	LinStatic	Y	0.04649	0.04576	1.027
Story3	Estatico Y	LinStatic	Y	0.034055	0.033527	1.026
Story2	Estatico Y	LinStatic	Y	0.020711	0.020398	1.024
Story1	Estatico Y	LinStatic	Y	0.007775	0.007663	1.016
					Max	1.027

Tabla 50: Desplazamientos máximos entre pisos para carga estática en dirección Y

La tabla muestra que el radio máximo se encuentra entre los pisos 4 y 6 $1.027 < 1.2$ y están dentro del límite permitido por la norma.

En base a estos resultados, se determina que en la estructura no existe irregularidad torsional por lo tanto no se requiere de realizar ningún cambio adicional.

- **Participación de masas**

Ratios de participación de carga modal				
Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Tabla 51: Ratios de participación de masa estática y dinámica

Como se puede observar, la participación de masas estáticas y dinámicas en ambas direcciones horizontales (UX, UY) cumplen con el mínimo del 90% de participación como se estipula en las normas.

- **Periodo dinámico**

El periodo fundamental del análisis modal espectral, que se muestra en la **tabla 46** debe ser inferior al periodo fundamental.

El periodo fundamental de la estructura se calcula mediante la **ecuación 45**.

$$T2 = Tn * 1.3 \text{ (Definido en la sección 4.1.)}$$

$$T_{Etabs} < T2$$

Periodo		
Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	1.235
Modal	2	1.21
Modal	3	1.076

Tabla 52: Periodo Etabs

La tabla muestra una versión resumida con los periodos en los principales modos de vibración. El periodo fundamental de la estructura es 1.235 [s], lo que indica que $1.235 < 1.338$. → OK

5.2. Comparativa de secciones transversales de elementos estructurales en función del $f'c$ del hormigón

En la presente sección se evaluarán las variaciones en las dimensiones finales de los elementos estructurales en función del tipo de hormigón empleado, analizando cómo cada tipo de hormigón influye directamente en las secciones finales de cada elemento.

- **Vigas**

La **tabla 47** presenta un resumen de las secciones finales de vigas para hormigones con diferentes resistencias, organizadas por niveles del altura. La tabla incluye el resumen de vigas tanto en sentido X como vigas en sentido Y, además del número de tramos por cada piso.

Resumen secciones finales vigas con f'c 280				
Niveles [m]	Dirección X	# tramos por piso	Dirección Y	# tramos por piso
Nv.+3.24 a Nv.+6.48	70x45	2	70x40	3
		1	50x30	1
	70x40	2		1
	65x35	1	-	-
	50x30	2	-	-
Nv.+9.72 a Nv.+19.44	70x45	3	70x40	3
	70x40	2	50x30	1
	65x35	1		1
	50x30	1	-	-
		1	-	-
Nv.+22.68	50x30	3	40x30	3
Resumen secciones finales vigas con f'c 350				
Niveles [m]	Dirección X	# tramos por piso	Dirección Y	# tramos por piso
Nv.+3.24 a Nv.+19.44	70x40	4	70x40	3
	65x35	2	50x30	1
	50x30	1		1
		1	-	-
Nv.+22.68 a Nv.+25.92	50x30	6	40x30	3
	50x30	1	50x30	1
	50x30	1	50x30	1
	-	-	-	-
Resumen secciones finales vigas con f'c 450				
Niveles [m]	Dirección X	# tramos por piso	Dirección Y	# tramos por piso
Nv.+3.24 a Nv.+19.44	70x40	4	70x40	3
	65x35	2	50x30	1
	50x30	1		1
		1	-	-
Nv.+22.68 a Nv.+25.92	50x30	6	40x30	3
	50x30	1	50x30	1
	50x30	1	50x30	1
	-	-	-	-

Tabla 53: Dimensiones finales-vigas

La **tabla 53** muestra que en las secciones de vigas no se evidencian variaciones significativas respecto un hormigón a otro. Esto se debe a que conforme aumenta la resistencia a la compresión del hormigón, trabaja mejor en elementos a flexo-compresión y compresión.

En conjunto, se observa que a medida que aumentan los niveles, las secciones se reducen, lo que refleja menores exigencias estructurales en los pisos superiores.

- **Columnas**

La **tabla 48** presenta un resumen de las dimensiones finales para las columnas empleando distintos hormigones. Se observará cómo el aumento de la resistencia a la compresión influye positiva y significativamente en el tamaño de las secciones de las columnas.

Resumen secciones finales columnas con f'c 280				
Niveles [m]	Columnas	Secciones finales		# columnas por piso
		Largo [cm]	Ancho [cm]	
Nv.+3.24 a Nv.+25.92	1A, 1B, 1C, 2A, 2B, 2C, 3A, 3C, 5A, 5C, 6A, 6B, 6C	100	60	13
Nv.+3.24 a Nv.+25.92	3B, 4A, 4B, 4C, 5B	90	50	5
Resumen secciones finales columnas con f'c 350				
Niveles [m]	Columnas	Secciones finales		# columnas por piso
		Largo [cm]	Ancho [cm]	
Nv.+3.24 a Nv.+25.92	1A, 1B, 1C, 2A, 2B, 2C, 3A, 3B, 3C, 4A, 4B, 4C, 5B, 6B	90	50	14
Nv.+3.24 a Nv.+25.92	5A, 5C, 6A, 6C	80	50	4
Resumen secciones finales columnas con f'c 450				
Niveles [m]	Columnas	Secciones finales		# columnas por piso
		Largo [cm]	Ancho [cm]	
Nv.+3.24 a Nv.+25.92	1A, 1B, 1C, 2A, 2B, 2C, 3A, 3B, 3C, 4A, 4B, 4C, 5A, 5B, 5C, 6A, 6B, 6C	80	45	18

Tabla 54: Dimensiones finales-columnas

Como se muestra en la **tabla 54**, conforme la resistencia al hormigón aumenta, las secciones de las columnas disminuirán de manera significativa lo que ayuda a optimizar de mejor manera la estructura permitiendo espacios más abiertos.

La **figura 12** muestra la relación del peso estructural del edificio en función de la resistencia a la compresión del hormigón empleada.

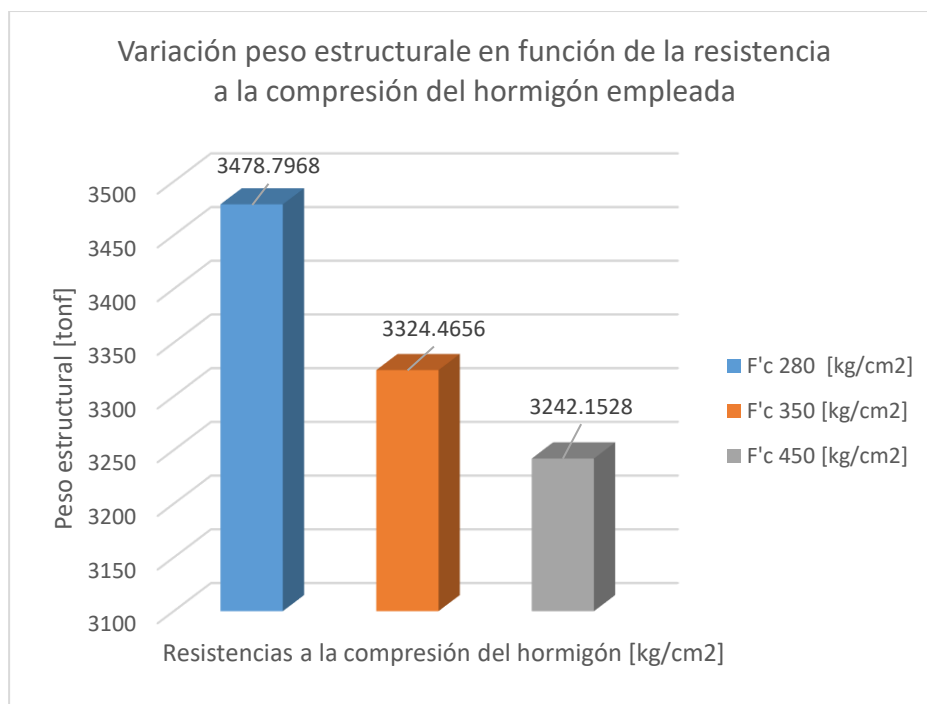


Figura 12: Peso estructural en función de la resistencia al hormigón empleada

La gráfica muestra cómo afecta la resistencia del hormigón al peso total de la estructura. Al aumentar la resistencia a la compresión del hormigón, el peso de la estructura se ve directamente afectado. Subir la resistencia a la compresión del hormigón a 350 kg/cm², el peso de la estructura disminuirá un 4.43%, mientras que optar por una resistencia de 450 kg/cm², el peso de la estructura disminuirá un 6.81% respecto a una resistencia de 280 kg/cm² y un 2.48% respecto a una resistencia de 350 kg/cm².

5.3. Presupuesto

Los costos totales se calcularon en base a la hormigonera Selvalegre. Los costos totales de la edificación con las hormigoneras restantes se adjuntan en el **ANEXO E**.

En las tablas que se adjuntan a continuación, constan las cantidades en obra, obtenidas mediante diseño estructural, los precios unitarios por elemento y el costo global de cada uno. Los precios unitarios del hormigón incluyen el costo de los materiales, incluido el alquiler de la bomba y el transporte, el costo de la mano de obra y el equipo necesario (vibrador). Además, ninguno de los precios definidos en los siguientes rubros incluye IVA.

Por otra parte, el precio unitario de los encofrados incluye de igual manera el costo de los materiales, la mano de obra y el equipo necesario.

- Costo total de la edificación empleando un $f'c$ 280 kg/cm²

Hormigon $f'c$ 280 kg/cm ² -SELVALEGRE					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	Kg	143730	1.92	\$275,961.60
2	Hormigón en columnas	m ³	260.5	138.18	\$35,995.89
3	Encofrado columnas	m ²	1441.15	26.69	\$38,464.29
4	Hormigón en vigas	m ³	439.8	138.18	\$60,771.56
5	Encofrado vigas	m ²	3819.51	28.15	\$107,519.21
6	Hormigón en losas	m ³	495.86	138.18	\$68,517.93
7	Encofrado losas	m ²	211.55	47.20	\$9,985.16
Precios sin IVA con encofrado					\$597,215.65

- Costo total de la edificación empleando un $f'c$ 350 kg/cm²

Hormigon $f'c$ 350 kg/cm ² -SELVALEGRE					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	Kg	143634	1.92	\$275,777.28
2	Hormigón en columnas	m ³	204.77	147.68	\$30,240.43
3	Encofrado columnas	m ²	1285.63	26.69	\$34,313.46
4	Hormigón en vigas	m ³	426.4	147.68	\$62,970.75
5	Encofrado vigas	m ²	3889.87	28.15	\$109,499.84
6	Hormigón en losas	m ³	495.86	147.68	\$73,228.60
7	Encofrado losas	m ²	211.55	47.20	\$9,985.16
Precios sin IVA con encofrado					\$596,015.54

- Costo total de la edificación empleando un $f'c$ 450 kg/cm²

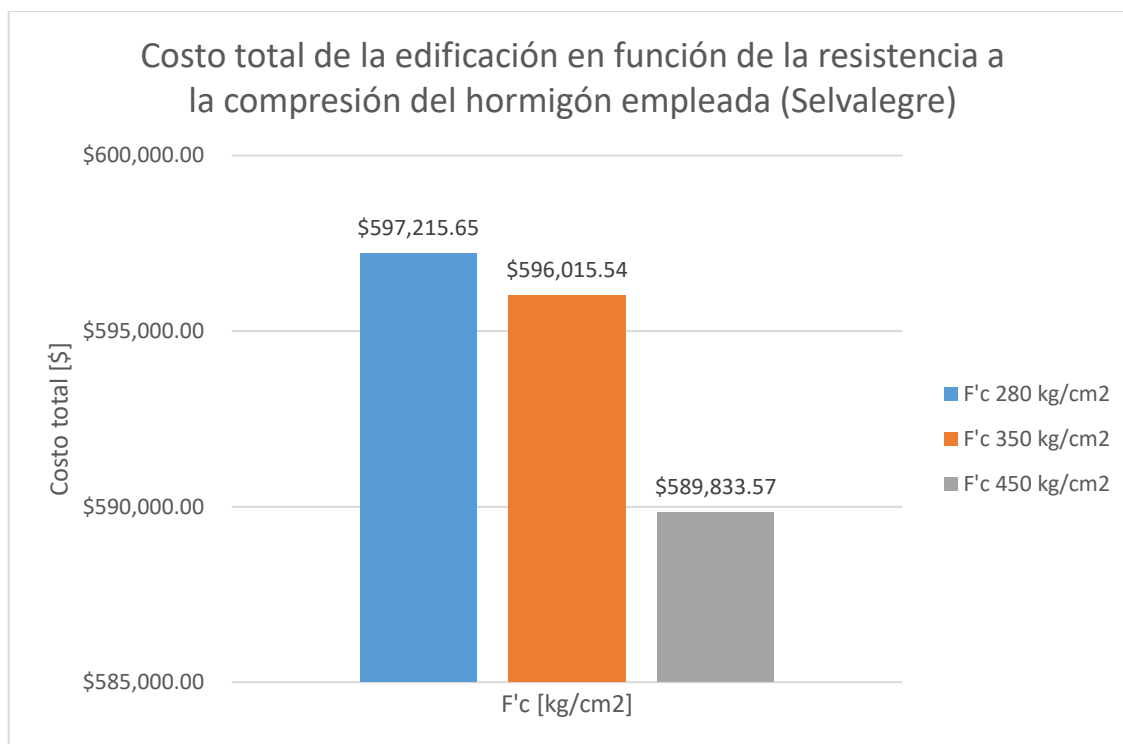
Hormigon f'c 450 kg/cm2 - SELVALEGRE					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	Kg	142239	1.92	\$273,098.88
2	Hormigón en columnas	m3	167.96	157.73	\$26,492.33
3	Encofrado columnas	m2	1166.4	26.69	\$31,131.22
4	Hormigón en vigas	m3	422.44	157.73	\$66,631.46
5	Encofrado vigas	m2	3704.53	28.15	\$104,282.52
6	Hormigón en losas	m3	495.86	157.73	\$78,212.00
7	Encofrado losas	m2	211.55	47.20	\$9,985.16
Precios sin IVA con encofrado					\$589,833.57

- **Resumen comparativo de costos entre hormigones**

Comparativa costo total de cada elemento			
Descripción	Costo global		
	f'c 280	f'c 350	f'c 450
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	\$ 275,961.60	\$ 275,777.28	\$ 273,098.88
Hormigón en columnas	\$ 35,995.89	\$ 30,240.43	\$ 26,492.33
Encofrado columnas	\$ 38,464.29	\$ 34,313.46	\$ 31,131.22
Hormigón en vigas	\$ 60,771.56	\$ 62,970.75	\$ 66,631.46
Encofrado vigas	\$ 107,519.21	\$ 109,499.84	\$ 104,282.52
Hormigón en losas	\$ 68,517.93	\$ 73,228.60	\$ 78,212.00
Encofrado losas	\$ 9,985.16	\$ 9,985.16	\$ 9,985.16

Tabla 55: Resumen comparativo costos totales por elemento

Como muestra la **tabla 54**, conforme la resistencia a la compresión del hormigón aumenta, los costos tienden a variar significativamente dependiendo del elemento.



Al pasar de una resistencia a la compresión del hormigón de 280 kg/cm² a 350 kg/cm², el costo total de la edificación disminuye en \$1,200.11 (0.20%) y pasar f'c 350 kg/cm² a f'c 450 kg/cm², la disminución es de \$6,181.97 (1.04%). Pasar directamente de f'c 280 kg/cm² a f'c 450 kg/cm², el ahorro es de \$7,382.08 (1.24%).

Conclusiones

Terminado el análisis comparativo de costos en base al análisis y diseño estructural, se concluye lo siguiente:

- En vista de que las secciones transversales diseñadas para vigas y columnas, utilizando las distintas resistencias a la compresión del hormigón, superaron los requisitos de resistencia y servicio exigidos por la NEC-15, todos los modelos estructurales analizados cumplen satisfactoriamente con las verificaciones establecidas en la normativa.
- A medida que la resistencia a la compresión del hormigón aumenta, la reducción en el tamaño de las secciones transversales es más notable en columnas que en vigas. Esto se debe a que las columnas, al estar sometidas

a flexo-compresión, aprovechan mejor este aumento. Por otro lado, las vigas, que están sometidas principalmente a flexión, el incremento en la resistencia a la compresión del hormigón tiene un menor impacto, pues la resistencia a la tracción del hormigón sigue siendo relativamente baja.

- Al emplear un hormigón con una resistencia a la compresión de 450 kg/cm², se logra una optimización importante en el espacio aprovechable en planta, al haber una reducción del 40% en el área de las columnas respecto a un hormigón con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm². De esta manera, se logra una mayor eficiencia en el uso de espacios, mejorando la funcionalidad y estética de los ambientes.
- Al analizar los porcentajes de ahorro, se observa que al pasar de un hormigón con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm² a 350 kg/cm², el volumen de hormigón en las vigas se reduce un 3.05%, mientras que la cantidad de acero de refuerzo aumenta un 4.22%. Además, al pasar de $f'c$ 350 kg/cm² a $f'c$ 450 kg/cm², el ahorro en hormigón es del 0.93% junto a un aumento del 0.83% de la cantidad necesaria de acero de refuerzo. En el caso de las columnas, el ahorro de hormigón es más notable. Existe una reducción del 21.39% al pasar de un hormigón de $f'c$ 280 kg/cm² a $f'c$ 350 kg/cm² y un 17.98% adicional al aumentar a $f'c$ 450 kg/cm². De igual forma, la cantidad de acero de refuerzo disminuye un 5.37% al pasar de $f'c$ 280 kg/cm² a $f'c$ 350 kg/cm² y otro 3.58% al llegar a $f'c$ 450 kg/cm².
- Cuando se utiliza un hormigón de $f'c$ 450 kg/cm² respecto a un $f'c$ 280 kg/cm², se aprecia una mayor diferencia en el uso de materiales. En el caso de las vigas, el volumen de hormigón se reduce un 3.95%, pero, la cantidad

de acero de refuerzo que requieren presenta un efecto contrario, generando un aumento del 5.09%. En el caso de las columnas, tanto el volumen de hormigón como la cantidad de acero de refuerzo se reducen en un 35.52% y 8.76% respectivamente.

- Al pasar de una resistencia a la compresión del hormigón de 280 kg/cm² a 350 kg/cm², el costo del hormigón en vigas aumenta un 3.62%, mientras que en columnas se genera un ahorro del 15.99%. En cuanto al acero de refuerzo, el ahorro es mínimo, con el 0.07%. Por otro lado, incrementar la resistencia a la compresión del hormigón de 350 kg/cm² a 450 kg/cm², el costo del hormigón en las vigas aumenta un 5.81%, pero en columnas hay un ahorro del 12.39%. En cuanto al acero de refuerzo, el costo se reduce un 0.97%.
- Incrementar directamente la resistencia a la compresión del hormigón de 280 kg/cm² a 450 kg/cm², la variación en los costos es más notable. En el caso del hormigón en vigas, el costo se incrementa en un 9.64%, mientras que en columnas hay una reducción del 26.40%. Además, el costo del acero de refuerzo disminuye un 1.04%.
- Al pasar de un hormigón con resistencia a la compresión de 280 kg/cm² a 350 kg/cm², el costo de los encofrados para vigas aumenta un 1.84%, pero este aumento se ve compensado con un ahorro del 10.79% en el costo para encofrados para columnas, generando un balance para el constructor. Por otra parte, al pasar de una resistencia a la compresión del hormigón de 350 kg/cm² a 450 kg/cm², el ahorro en el costo de encofrados para vigas y columnas aumenta significativamente, con un 4.76% y 9.27% respectivamente.
- Considerar un hormigón con una resistencia a la compresión de 450 kg/cm² respecto a uno de 280 kg/cm², el ahorro en encofrados para los elementos

estructurales se hace más notable. En el caso de las vigas, el costo disminuye un 3.01%, mientras que en columnas un 19.06%.

- El uso de hormigones de mayor resistencia reduce el peso estructural, lo que disminuye las cargas que deben soportar los cimientos, permitiendo optimizarlos. Aunque factores como el tipo de suelo, la ubicación y el tipo de fundación también influyen en su diseño y costo, existe una relación directa entre el peso de la estructura y el costo de la cimentación. Por lo tanto, una estructura más ligera tiende a requerir menos refuerzos y materiales reduciendo de esta manera los costos de cimentación.
- Los precios entre hormigoneras mostraron diferencias significativas en los costos, resaltando la importancia de considerar no solo el precio de cada hormigón, sino también factores como la cercanía de la planta al sitio de obra. Optar por proveedores lejanos incrementará los costos de transporte y generará demoras en la entrega, afectando al cronograma y presupuesto del proyecto.
- El ahorro que se consiga al emplear hormigones con mayores resistencias también dependerá de factores clave, como las luces libres en planta, el número de columnas y vigas, y el área total edificable de metros cuadrados.
- Pese a que el costo de un hormigón con una resistencia a la compresión de 450 kg/cm² es más elevado respecto a hormigones con menores resistencias, y a que se observa un incremento en los costos, tanto de la cantidad de hormigón como del acero de refuerzo en las vigas, estos incrementos se ven compensados por la disminución en los costos del hormigón y el acero de refuerzo en las columnas. Además, el costo de los encofrados, tanto para vigas como para columnas, también presenta una reducción importante. En

conjunto, estas disminuciones permiten que, a nivel general, la opción de emplear un hormigón con una resistencia a la compresión de 450 kg/cm² resulte en la más favorable desde el punto de vista económico.

Recomendaciones

En base a las complicaciones y observaciones que surgieron a lo largo del desarrollo del presente trabajo, se recomienda lo siguiente:

- Determinar la fórmula más adecuada para calcular el módulo de elasticidad del hormigón, ajustada a las condiciones específicas de la región donde se ubique la obra. Esto garantizará resultados realistas y precisos en el análisis estructural, que vayan acorde a los estándares de seguridad y durabilidad exigidos por normativas locales e internacionales.
- Asegurarse que las normativas locales de construcción (NEC-15) estén plenamente consideradas en el diseño estructural.
- Actualizar las bases de datos de precios unitarios disponibles en la CAMICON para hormigones de altas resistencias, permitiendo análisis de costos más precisos para futuros proyectos.
- Cotizar con hormigoneras de confianza que se encuentren próximas al sitio de obra, permitiendo reducir costos de transporte, minimizando retrasos y mejorando la eficiencia operativa, asegurándose que puedan cumplir con los plazos y condiciones acordadas.

Bibliografía

Ingenieros asesores. (2019). *Hormigones de alta resistencia*. Edificación y construcción. Obtenido de <https://ingenierosasesores.com/actualidad/hormigones-de-alta-resistencia/>

Boixader, D. (2019). *Los módulos de elasticidad del hormigón*. Estructurando. Obtenido de <https://estructurando.net/2019/06/18/los-modulos-de-elasticidad-del-hormigon/>

- Poyatos. (2023). *La importancia del hormigón en la construcción*. Poyatos. Obtenido de <https://www.poyatos.com/blog/la-importancia-del-hormigon-en-la-construccion>
- Alvarado, J. (2014). *Características del concreto - Agregados para el concreto*. Construaaprende. Obtenido de <https://www.construaaprende.com/docs/trabajos/305-caracteristicas-concreto?start=5>
- Osorio, D. (s.f.). *Hidratación del concreto: Agua de curado y agua de mezclado*. 360 en concreto. Obtenido de <https://360enconcreto.com/blog/detalle/hidratacion-del-concreto-agua-de-curado-y-agua-de-mezclado/#:~:text=.materialesplutarco.com%2F-,Agua%20de%20mezclado,colocaci%C3%B3n%20en%20el%20estado%20fresco>
- Cemex. (s.f.). *Hormigón de alta resistencia*. Cemex. Obtenido de <https://www.cemex.es/hormigon/alta-resistencia/#:~:text=El%20hormig%C3%B3n%20de%20alta%20resistencia%20entre%2050%20y%20120%20mega,de%20protecci%C3%B3n%20C%20durabilidad%20y%20seguridad>
- Molins. (s.f.). *Hormigón de alta resistencia*. Molins, concrete & Aggregates. Obtenido de <https://www.molins.es/concrete-aggregates/products/hormigon/hormigon-alta-resistencia/>
- Oña, J & Guamán, D. (9 de diciembre 2020). *Análisis costo -beneficio del uso de hormigón de alta resistencia ($f'c=45$ MPa) versus hormigón de normal ($f'c=28$ MPa), en un edificio de 15 pisos, en la ciudad de Quito*. Escuela Politécnica Nacional. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/21280>
- Chryso. (s.f.). *¿Qué es el hormigón de alta resistencia y para qué se utiliza?* Chryso Saint-Gobain. Obtenido de <https://www.chryso.es/news/834/qu-es-el-hormigon-de-alta-resistencia-y-para-qu-se-utiliza-chryso-aditivos>
- Osorio, J. (s.f.). *¿Qué es el módulo de elasticidad del concreto?* 360enconcreto. Obtenido de <https://360enconcreto.com/blog/detalle/elasticidad-del-concreto/>
- Grupo Grasa. (15 febrero 2023). *El hormigón: tipos y dosificación*. Grupo Grasa. Obtenido de <https://grupograsa.es/que-es-el-hormigon-tipos-y-dosificacion/#:~:text=Hormig%C3%B3n%20convencional%3A%20es%20el%20tipo,%20C%20agua%20C%20arena%20y%20grava>
- Maldonado, R. (febrero 2012). *Sensibilidad y seguridad de estructuras de hormigón en régimen no lineal*. Universitat Politècnica de Catalunya. Obtenido de upcommons.upc.edu
- SolidWorks. (2021). *Análisis lineal estático*. Dassault Systemes. Obtenido de https://help.solidworks.com/2021/spanish/SolidWorks/cworks/c_Linear_Static_Analysis.htm#:~:text=El%20an%C3%A1lisis%20est%C3%A1tico%20lineal%20

0calcula,el%20efecto%20de%20cargas%20aplicadas.&text=Todas%20las%20cargas%20se%20aplican,que%20alcanzan%20sus%20magnitudes%20completas.

Universidad Distrital Francisco José de Caldas. (4 de octubre 2017). *Guía de laboratorio para la determinación de la respuesta de estructuras a sismos a partir de espectros de respuesta*. Universidad Distrital Francisco José de Caldas. Obtenido de ftecnologica.udistrital.edu.co

Arancibia, F. (26 diciembre 2012). *Daño Sísmico Estructural*. Ingeniería sísmica y la construcción civil. Obtenido de <https://ingenieriasismicaylaconstruccioncivil.blogspot.com/2012/12/dano-sismico-estructural.html>

Bordin, A. (12 septiembre 2023). *Cómo considerar la excentricidad de las masas dinámicas y el cálculo del coeficiente theta*. Graitec. Obtenido de <https://graitec.com/es/blog/como-considerar-la-excentricidad-de-las-masas-dinamicas-y-el-calculo-del-coeficiente-theta/>

SEHEDIS. (s.f.). *Espectros de diseño sísmico de sitio*. SEHEDIS. Obtenido de <https://sismica.com.mx/servicios/espectros-diseno-sismico-sitio.php>

Domínguez, M. (2014). *Períodos de vibración de las edificaciones*. Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería de Matanzas. Obtenido de www.redalyc.org

Pereira, M. (2 junio 2021). *Tipos de losas de hormigón: ventajas y desventajas*. Archdaily. Obtenido de <https://www.archdaily.cl/cl/921723/tipos-de-losas-de-hormigon-ventajas-y-desventajas>

Vargas, A. (s.f.). *Área de barras redondas en cm²*. Scribd. Obtenido de <https://es.slideshare.net/slideshow/tablas-de-acero-para-la-distribucion-en-pdf/269903448>

Murga, A. (s.f.). *Análisis dinámico de las edificaciones*. Scribd. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/347621135/Analisis-Dinamico-de-Edificaciones>

Medina, C. & Medina, S. (Julio, 2017). *Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares*. Scielo, revista politécnica. Obtenido de http://scielo.senescyt.gob.ec/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1390-01292017000200051

Yancha, A. (mayo 2013). *Módulo estático de elasticidad del hormigón en base a su resistencia a la compresión ($F_c=28\text{MPa}$), fabricado con materiales de la Mina San Ramón, ubicada en la Parroquia de Mulaló en la Provincia de Cotopaxi y Cemento Chimborazo*. UCE. Obtenido de <https://www.dspace.uce.edu.ec/flip/?pdf=https://www.dspace.uce.edu.ec/server/api/core/bitstreams/7da0f64f-890d-4dfd-bf06-c61048772b2d/content>

- Guerra, M & Chacón, D. (2010). *Manual para el diseño sismorresistente de edificios utilizando el programa Etabs*. Scribd. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/398797938/Manual-Para-El-Diseno-Sismorresistente-de-Edificios-Utilizando-El-Programa-Etabs>
- Pérez, D. (30 septiembre 2023). *Espectros elásticos e inelásticos*. Prezi. Obtenido de <https://prezi.com/p/tj1bonniitju/espectros-elasticos-e-inelasticos/>
- Saavedra, C. (29 octubre 2016). *Verificación del cortante basal según Covenin 1756-2001*. Saavedra online. Obtenido de <https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001/#:~:text=El%20cortante%20basal%20en%20una,vamos%20acercando%20a%20la%20base.>
- Cagua, B., Pilatagsi, J. & Aguiar, R. (24 septiembre 2022). *Análisis Estático No Lineal de Pórticos de Acero empleando OpenSees y CEINCI LAB*. Escuela Politécnica Nacional, Ecuador. Obtenido de *Análisis Estático No Lineal de Pórticos de Acero empleando OpenSees y CEINCI LAB* (amelica.org)
- Pagán, J. (23 mayo 2015). *Modelo de mander*. Slideshare. Obtenido de <https://es.slideshare.net/juanjosepaganmartinez/modelo-de-mander>
- Möller, O., Rubinstein, M. & Ascheri, J. (4 noviembre 2011). *Análisis del amortiguamiento proporcional a la rigidez tangente en sistemas dinámicos no lineales*. Asociación Argentina de Mecánica Computacional. Obtenido de [file:///C:/Users/DELL/Downloads/3826-17658-1-PB%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/DELL/Downloads/3826-17658-1-PB%20(1).pdf)
- Barbat, A. (octubre 2007). *Definición de derivas de piso*. Research Gate. Obtenido de https://www.researchgate.net/figure/Figura-22-Definicion-de-derivas-de-piso_fig2_271586815
- Schäferling, M. (13 de noviembre 2016). *Chirality in Nature and Science*. Springer Link. Obtenido de https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-319-42264-0_2
- Pavón, J. (16 noviembre, 2016). *Simulation Xpress y SOLIDWORKS Simulation. Diferencias principales*. Origen. Obtenido de <https://origencadcam.es/simulation-xpress-y-solidworks-simulation-diferencias-principales/>
- Anónimo. (s.f.). *Análisis estático lineal*. Solid Works. Obtenido de https://help.solidworks.com/2011/spanish/SolidWorks/cworks/LegacyHelp/Simulation/AnalysisBackground/StaticAnalysis/IDH_Analysis_Background_Linear_Static_Analysis.html?format=P&value=
- Alvarado, R. (s.f.). *Cargas lineales*. Infogram. Obtenido de <https://infogram.com/cargas-lineales-y-no-lineales-1hdw2jpgqzr9p2l>

Brochas, D. (22 febrero 2019). *Condiciones para que una estructura sea resistente*. El blog de David el Brochas. Obtenido de <https://agentebrochas.home.blog/2019/02/22/condiciones-para-que-una-estructura-sea-resistente/>

Suarez, V. (noviembre, 2009). *Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas*. Unidad de Ingeniería Civil, Geología y Minas (UCG) Universidad Técnica Particular de Loja. Obtenido de file:///C:/Users/DELL/Downloads/kleberth,+130-268-1-CE.pdf

Westreicher, G. (1 julio 2021). *Teoría de costos*. Economipedia. Obtenido de <https://economipedia.com/definiciones/teoria-de-costos.html>

Vergara, C. (s.f.). *Los Análisis de Precios Unitarios*. Dataconstruccion. Obtenido de <https://www.dataconstruccion.com/blog/analisis-de-precios-unitarios-apus>

InterPro. (7 mayo 2021). *Análisis de precios unitarios como técnica de estimación en proyectos de construcción*. Análisis de Precios Unitarios. Obtenido de <https://www.interpro.ec/analisis-de-precios-unitarios/>

Anexos

Anexo A: Hormigón f'c 280 kg/cm²

Prediseño de losas

Formula para sacar el espesor minimo de la losa en dos direcciones con apoyos en todas sus direcciones

$$h = \frac{l_n * \left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 9 * \beta}$$

Datos losa

Luz libre sentido corto	7.8	m
Luz libre sentido largo	5.5	m

Relacion luz libre y luz corta

$$\beta = \frac{\text{Luz libre en sentido largo}}{\text{Luz libre en sentido corto}}$$

β	0.705	
l_n	550.0	cm
f_y	4200	kg/cm ²
h	14.29	cm

Cálculo area T (1 nervio de la losa)

A= (5 cm x 50 cm) + (15 cm x 10 cm)

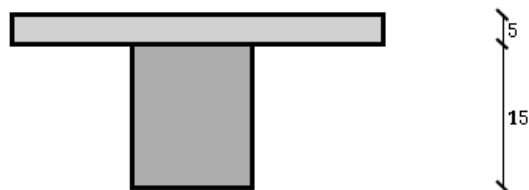
A	400	cm ²
---	-----	-----------------

Cálculo momento viga T

= [(5cm x 50 cm) x 22.5 cm] + [(15 cm x 10 cm) x 10cm]

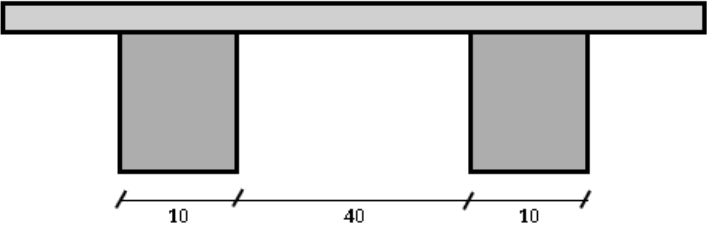
M	7125	cm ³
---	------	-----------------

Seccion real de la losa aliviada



Datos Losa	
h loseta de compresión	5 cm
Ancho aliviado + nervio	50 cm
Altura aliviado	15 cm
Ancho nervio	10 cm

Seccion real de la losa alivianada



Peso propio losa		
Peso loseta de compresión	120	kg/m2
Peso nervios	172.8	kg/m2
Alivianamientos	96	kg/m2
Peso propio de la losa	388.8	kg/m2
Q	777.6	kg/m2

Cálculo posición del centro de gravedad de la viga T con relación a la base del alma

$$y_g = \frac{M}{A}$$
$$y_g = \frac{7125 \text{ cm}^3}{400 \text{ cm}^2}$$

y _g	17.81	cm
----------------	-------	----

Cálculo Inercia de la viga T

$$I = \frac{(50)(5)^3}{12} + [(50 + 5)](22.5 - 17.81)^2 + \frac{(10)(15)^3}{12} + [(10)(15)](17.81 - 10)^2$$

I	17981.77	cm ⁴
---	----------	-----------------

Inercia viga de altura constante debe ser igual a inercia de viga T

$$\frac{50h^3}{12} = I$$

Se despeja h

$$50h^3 = I \cdot 12$$
$$50h^3 = 17981.77 \cdot 12$$
$$50h^3 = 215781.24$$
$$h^3 = \frac{215781.24}{50}$$
$$h = \sqrt[3]{4315.62}$$

h _{equivalente}	16.28	cm
h _{mínimo}	14.29	cm

Se procede a verificar que el h equivalente supere el h mínimo

$$h_{equivalente} > h_{mínimo}$$

16.28 > 14.29 **OK**

Diseño losa:

Diseño Losa

Datos necesarios		
h loseta de compresión	5	cm
Ancho alivianamiento + nervio	50	cm
Altura alivianamiento	15	cm
Ancho nervio	10	cm
Peso loseta de compresión	120	kg/m ²
Peso nervios	172.8	kg/m ²
Alivianamientos	96	kg/m ²
Peso propio de la losa	388.8	kg/m ²

Control de deflexiones

Cálculo del área de la viga T

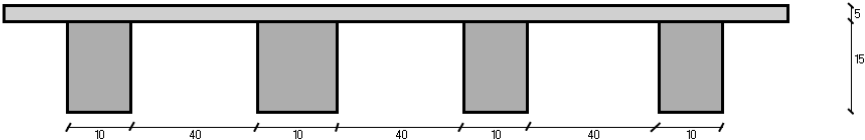
$$A = (5 \text{ [cm]} \times 50 \text{ [cm]}) + (15 \text{ [cm]} \times 10 \text{ [cm]})$$

A	400	cm ²
---	-----	-----------------

H alivianamiento	40	cm
f _c	280	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²

H total	20	cm
---------	----	----

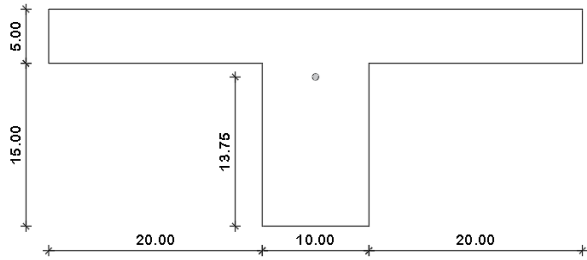
Brazo de momento	17.5	cm
Brazo de momento	7.5	cm



Cálculo posición centro de gravedad viga T

$$Y_G = \frac{M}{A}$$

M	13.75	cm
----------	-------	----



Cálculo inercia viga T

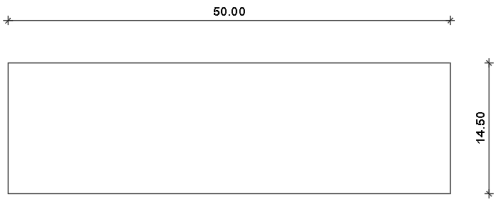
$$I = \frac{(50)(5)^3}{12} + [(50 * 5)](17.5 - 13.75)^2 + \frac{(10)(15)^3}{12} + [(10)(15)](13.75 - 7.5)^2$$

I	12708.33	cm ⁴
----------	----------	-----------------

$$\frac{50h^3}{12}$$

Hequ	14.50	cm
-------------	-------	----

12
50
3050



Hmin	14.29	cm
-------------	-------	----

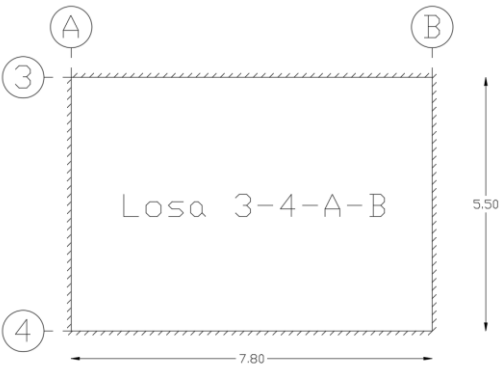
Se procede a verificar que el hequivalente supere el h mínimo

$$h_{equivalente} > h_{mínimo}$$

14.50 > 14.29 **OK**

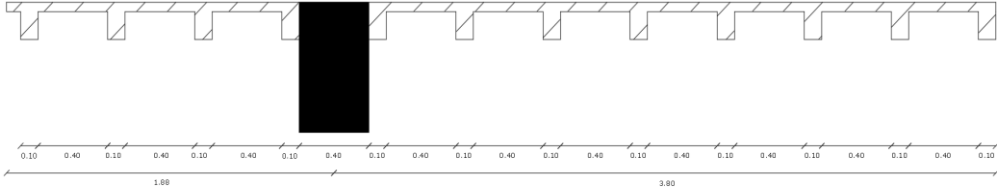
Porción losa más crítica para deformaciones por tener luces mayores

Luz libre sentido corto	7.8	m
Luz libre sentido largo	5.5	m
Panel	3-4-A-B	
Viga	70	
	45	



Ln1	740	cm
Ln2	510	cm

Ejes3y4



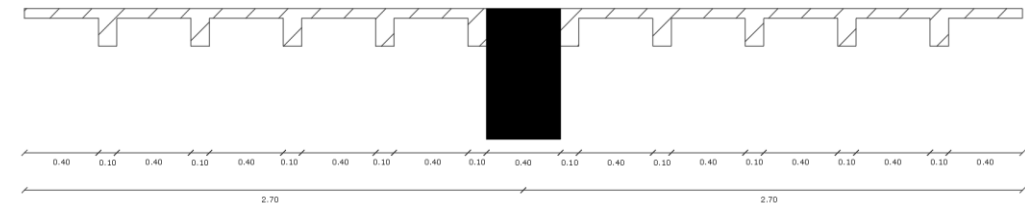
$$I_{viga} = \frac{(40)(45)^3}{12}$$

I_{viga}	240000.00	cm4
I_{losa}	176645.83	cm4

$$\alpha = \frac{E_{viga} * I_{viga}}{E_{losa} * I_{losa}} = \frac{I_{viga}}{I_{losa}}$$

$\alpha_3 = \alpha_4$	1.36
---	------

EjesAyB



$$I_{viga} = \frac{(40)(40)^3}{12}$$

I_{viga}	240000.00	cm4
I_{losa}	118187.50	cm4

$$\alpha = \frac{E_{viga} * I_{viga}}{E_{losa} * I_{losa}} = \frac{I_{viga}}{I_{losa}}$$

$\alpha_A = \alpha_B$	2.03
---	------

$$\alpha_m = (\alpha_A + \alpha_B + \alpha_3 + \alpha_4) / 4$$

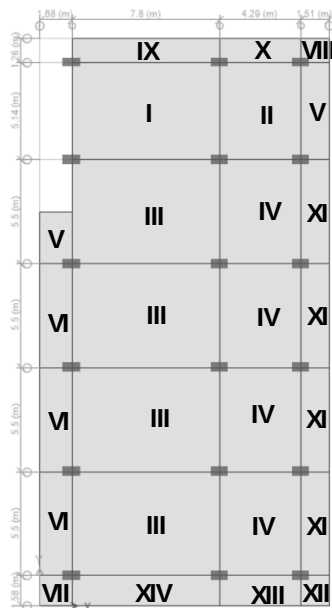
α_m	1.69
------------------------------	------

Control de peralte

$$h_{min} = \frac{L_n(800 + 0.0721Fy)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

hmin	17.42	cm
β	1.45	

Losas niveles +3.24, +6.48, +9.72, +12.96, +16.20, +19.44, +22.68



CV para losas tipo I, II, III, IV

Cv	200	kg/m2
----	-----	-------

CV para losas tipo en volado

Cv	480	kg/m2
----	-----	-------

Q para losas tipo I, II, III, IV

Q	1428.64	kg/m2
---	---------	-------

Q para losas tipo en volado

Q	1904.64	kg/m2
---	---------	-------

$$M_y = 0.0001 * q * m_{y-} * L_x^2$$

$$M_y += 0.0001 * q * m_{y+} * L_x^2$$

$$M_x = 0.0001 * q * m_{x-} * L_x^2$$

$$M_x += 0.0001 * q * m_{x+} * L_x^2$$

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	355	337	327	326	326	326
	$M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	698	746	791	829	853	856
	$M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	896	877	859	858	857	856
	$M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	344	374	403	428	442	445
	$M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	471	457	446	445	445	445
	$M_{dx} = 0.0001 q m_{dx} \cdot L_x^2$	m_{dx}	542	543	542	538	532	522
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	11330	13660	15920	17770	18820	18680
	$M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	1720	2026	2358	2709	3095	3572
	$M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	3528	4113	4692	5191	5527	5625
	$M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	1720	1758	1760	1734	1705	1699
	$M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	3528	3621	3626	3566	3503	3505
	$M_{dx} = 0.0001 q m_{dx} \cdot L_x^2$	m_{dx}						
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	265	347	443	545	635	691
	$M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	597	736	899	1071	1222	1317
	$M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	269	362	473	590	694	759
	$M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	718	779	819	829	808	773
	$M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	354	368	359	318	239	179
	$M_{dx} = 0.0001 q m_{dx} \cdot L_x^2$	m_{dx}						
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	200	241	281	315	336	339
	$M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	564	659	752	830	878	887
	$M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	258	319	378	428	459	464
	$M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	564	577	574	559	538	520
	$M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	258	242	208	157	126	123
	$M_{dx} = 0.0001 q m_{dx} \cdot L_x^2$	m_{dx}						
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	355	567	944	1637	2935	5348
	$M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	542	664	834	1084	1494	2205
	$M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	113	128	125	86	14	7
	$M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	698	809	925	1086	1298	1552
	$M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	898	1132	1452	1886	2456	3131
	$M_{dx} = 0.0001 q m_{dx} \cdot L_x^2$	m_{dx}	344	384	432	490	563	639
	$M_{dy} = 0.0001 q m_{dy} \cdot L_x^2$	m_{dy}	471	596	766	993	1278	1575

Interpolacion

X	0.78		
X1	0.7	Y1	157
X2	0.8	Y2	208
Y	197.8		

Verificación a corte
Losas 7.8 x 5.5

Sentido Y

Sección crítica de diseño	17	cm	a 17 cm de la viga
Cara de la viga	10	cm	
Sección de diseño	27	cm	a 27 cm del eje de la viga
Distancia a la mitad	2.48	m	
φ	0.85		
b	20	cm	dos nervios por metro de losa
d	17	cm	

$$V_u = 1 [m] * 2.48 [m] * 1428.64 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Vu	3543.03	kg
-----------	---------	----

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b * d}$$

vu	12.26	kg/cm ²
-----------	-------	--------------------

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Vc	8.87	kg/cm
-----------	------	-------

La sección no resiste fuerzas cortantes, aumentar ancho de nervios

Esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón

Vu	4.21	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Segunda zona crítica a corte

Sección crítica de diseño	-	cm	a 80 cm del eje de las vigas
Cara de la viga	80	cm	
Sección de diseño	-	cm	
Distancia a la mitad	1.95	m	
φ	0.85		
b	20	cm	
d	17	cm	

Vu	2785.85	kg
-----------	---------	----

vu	9.64	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

La sección no resiste fuerzas cortantes, aumentar ancho de nervios

Vu	3.34	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Verificación a corte
Losas 7.8x5.5

Sentido X

Sección crítica de diseño	17	cm	a 17 cm de la viga
Cara de la viga	10	cm	
Sección de diseño	27	cm	a 27 cm del eje de la viga
Distancia a la mitad	3.63	m	
φ	0.85		
b	100	cm	dos nervios por metro de losa
d	17	cm	

$$V_u = 1 [m] * 2.48 [m] * 1428.64 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Vu	5185.96	kg
-----------	---------	----

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b * d}$$

vu	3.59	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Vc	8.87	kg/cm
-----------	------	-------

OK

Esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón

Vu	-	kg/cm ²
-----------	---	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Segundo zona crítica a corte

Sección crítica de diseño	-	cm	a 80 cm del eje de las vigas
Cara de la viga	80	cm	
Sección de diseño	-	cm	
Distancia a la mitad	3.1	m	
φ	0.85		
b	20	cm	
d	17	cm	

Vu	4428.78	kg
-----------	---------	----

vu	15.32	kg/cm ²
-----------	-------	--------------------

La sección no resiste fuerzas cortantes, aumentar ancho de nervios

Vu	5.23	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Verificación a corte
Losas 5.5 x 4.29
Sentido Y

Sección crítica de diseño	17	cm	a 17 cm de la viga
Cara de la viga	10	cm	
Sección de diseño	27	cm	a 27 cm del eje de la viga
Distancia a la mitad	2.48	m	
φ	0.85		
b	20	cm	dos nervios por metro de losa
d	17	cm	

$$V_u = 1 [m] * 2.48[m] * 1428.64 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Vu	3543.03	kg
-----------	---------	----

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b * d}$$

vu	12.26	kg/cm ²
-----------	-------	--------------------

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Vc	8.87	kg/cm
-----------	------	-------

La sección no resiste fuerzas cortantes, aumentar ancho de nervios

Esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón

Vu	4.21	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Segundo zona crítica a corte

Sección crítica de diseño	-	cm	a 80 cm del eje de las vigas
Cara de la viga	80	cm	
Sección de diseño	-	cm	
Distancia a la mitad	1.95	m	
φ	0.85		
b	20	cm	
d	17	cm	

Vu	2785.85	kg
-----------	---------	----

vu	9.64	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

La sección no resiste fuerzas cortantes, aumentar ancho de nervios

Vu	3.34	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Verificación a corte
Losas 5.5 x 4.29
Sentido X

Sección crítica de diseño	17	cm	a 17 cm de la viga
Cara de la viga	10	cm	
Sección de diseño	27	cm	a 27 cm del eje de la viga
Disancia a la mitad	1.88	m	
φ	0.85		
b	20	cm	dos nervios por metro de losa
d	17	cm	

$$V_u = 1 [m] * 2.48 [m] * 1428.64 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Vu	2685.84	kg
-----------	---------	----

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b * d}$$

vu	9.29	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

Vc	8.87	kg/cm
-----------	------	-------

La sección no resiste fuerzas cortantes, aumentar ancho de nervios

Esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón

Vu	3.22	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Segundo zona crítica a corte

Sección crítica de diseño	-	cm	a 80 cm del eje de las vigas
Cara de la viga	80	cm	
Sección de diseño	-	cm	
Disancia a la mitad	1.35	m	
φ	0.85		
b	20	cm	
d	17	cm	

Vu	1928.66	kg
-----------	---------	----

vu	6.67	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

OK

Vu	-	kg/cm ²
-----------	---	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Verificación a corte
Losas 5.14 x 7.8
Sentido Y

Sección crítica de diseño	17	cm	a 17 cm de la viga
Cara de la viga	10	cm	
Sección de diseño	27	cm	a 27 cm del eje de la viga
Disancia a la mitad	2.3	m	
φ	0.85		
b	20	cm	dos nervios por metro de losa
d	17	cm	

$$V_u = 1 [m] * 2.48 [m] * 1428.64 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Vu	3285.87	kg
-----------	---------	----

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b * d}$$

vu	11.37	kg/cm ²
-----------	-------	--------------------

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Vc	8.87	kg/cm
-----------	------	-------

La sección no resiste furzas cortantes, aumentar ancho de nervios

Esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón

Vu	3.91	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Segundo zona crítica a corte

Sección crítica de diseño	-	cm	a 80 cm del eje de las vigas
Cara de la viga	80	cm	
Sección de diseño	-	cm	
Disancia a la mitad	1.77	m	
φ	0.85		
b	20	cm	
d	17	cm	

Vu	2528.69	kg
-----------	---------	----

vu	8.75	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

OK

Vu	-	kg/cm ²
-----------	---	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Verificación a corte
Losas 5.14 x 7.8

Sentido X

Sección crítica de diseño	17	cm	a 17 cm de la viga
Cara de la viga	10	cm	
Sección de diseño	27	cm	a 27 cm del eje de la viga
Distancia a la mitad	3.63	m	
φ	0.85		
b	20	cm	dos nervios por metro de losa
d	17	cm	

$$V_u = 1 [m] * 2.48 [m] * 1428.64 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Vu	5185.96	kg
-----------	---------	----

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b * d}$$

vu	17.94	kg/cm ²
-----------	-------	--------------------

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Vc	8.87	kg/cm
-----------	------	-------

La sección no resiste fuerzas cortantes, aumentar ancho de nervios

Esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón

Vu	6.11	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Segundo zona crítica a corte

Sección crítica de diseño	-	cm	a 80 cm del eje de las vigas
Cara de la viga	80	cm	
Sección de diseño	-	cm	
Distancia a la mitad	3.1	m	
φ	0.85		
b	20	cm	
d	17	cm	

Vu	4428.78	kg
-----------	---------	----

vu	15.32	kg/cm ²
-----------	-------	--------------------

La sección no resiste fuerzas cortantes, aumentar ancho de nervios

Vu	5.23	kg/cm ²
-----------	------	--------------------

se reemplaza nervios de 10 cm a 20 cm y el ancho efectivo de los nervios asciende a 60 en lugar de 20 cm

Losa	M [kg/m]	f _c [kg/cm ²]	f _y [kg/cm ²]	φ	b [cm]	d [cm]	As	Asajustado* m	Asajustado x nervio		
1'-1-C-G	Muy (-)	532	280	4200	0.9	20	17	Asy (-)	0.85	1.13	0.57
	Muy (+)/Muyb (-)	1096	280	4200	0.9	100	17	Asy (+)	1.72	1.72	0.86
	Mux (-)	683	280	4200	0.9	20	17	Asx (-)	1.09	1.13	0.57
	Mux (+)/Muxb (-)	1366	280	4200	0.9	100	17	Asx (+)	2.15	2.15	1.08
1-2-A-B	Muy (-)	3097	280	4200	0.9	20	17	Asy (-)	5.65	5.65	2.82
	Muy (+)/Muyb (-)	1441	280	4200	0.9	100	17	Asy (+)	2.27	2.27	1.13
	Mux (-)	5693	280	4200	0.9	20	17	Asx (-)	13.81	13.81	6.90
	Mux (+)/Muxb (-)	2977	280	4200	0.9	100	17	Asx (+)	4.75	4.75	2.37
1-2-B-G	Muy (-)	1877	280	4200	0.9	20	17	Asy (-)	3.18	3.18	1.59
	Muy (+)/Muyb (-)	1245	280	4200	0.9	100	17	Asy (+)	1.96	1.96	0.98
	Mux (-)	1987	280	4200	0.9	20	17	Asx (-)	3.39	3.39	1.70
	Mux (+)/Muxb (-)	754	280	4200	0.9	100	17	Asx (+)	1.18	1.18	0.59
2-3-A-B	Muy (-)	2422	280	4200	0.9	20	17	Asy (-)	4.23	4.23	2.12
	Muy (+)/Muyb (-)	934	280	4200	0.9	100	17	Asy (+)	1.46	1.46	0.73
	Mux (-)	4737	280	4200	0.9	20	17	Asx (-)	9.93	9.93	4.97
	Mux (+)/Muxb (-)	2437	280	4200	0.9	100	17	Asx (+)	3.87	3.87	1.94
2-3-B-G	Muy (-)	2018	280	4200	0.9	20	17	Asy (-)	3.45	3.45	1.72
	Muy (+)/Muyb (-)	1360	280	4200	0.9	100	17	Asy (+)	2.14	2.14	1.07
	Mux (-)	2002	280	4200	0.9	20	17	Asx (-)	3.42	3.42	1.71
	Mux (+)/Muxb (-)	693	280	4200	0.9	100	17	Asx (+)	1.09	1.13	0.57
3-4-A-B	Muy (-)	2422	280	4200	0.9	20	17	Asy (-)	4.23	4.23	2.12
	Muy (+)/Muyb (-)	934	280	4200	0.9	100	17	Asy (+)	1.46	1.46	0.73
	Mux (-)	4737	280	4200	0.9	20	17	Asx (-)	9.93	9.93	4.97
	Mux (+)/Muxb (-)	2437	280	4200	0.9	100	17	Asx (+)	3.87	3.87	1.94
3-4-B-G	Muy (-)	2018	280	4200	0.9	20	17	Asy (-)	3.45	3.45	1.72
	Muy (+)/Muyb (-)	1360	280	4200	0.9	100	17	Asy (+)	2.14	2.14	1.07
	Mux (-)	2002	280	4200	0.9	20	17	Asx (-)	3.42	3.42	1.71
	Mux (+)/Muxb (-)	693	280	4200	0.9	100	17	Asx (+)	1.09	1.13	0.57
4-5-A-B	Muy (-)	2422	280	4200	0.9	20	17	Asy (-)	4.23	4.23	2.12
	Muy (+)/Muyb (-)	934	280	4200	0.9	100	17	Asy (+)	1.46	1.46	0.73
	Mux (-)	4737	280	4200	0.9	20	17	Asx (-)	9.93	9.93	4.97
	Mux (+)/Muxb (-)	2437	280	4200	0.9	100	17	Asx (+)	3.87	3.87	1.94
4-5-B-G	Muy (-)	2018	280	4200	0.9	20	17	Asy (-)	3.45	3.45	1.72
	Muy (+)/Muyb (-)	1360	280	4200	0.9	100	17	Asy (+)	2.14	2.14	1.07
	Mux (-)	2002	280	4200	0.9	20	17	Asx (-)	3.42	3.42	1.71
	Mux (+)/Muxb (-)	693	280	4200	0.9	100	17	Asx (+)	1.09	1.13	0.57
5-6-A-B	Muy (-)	2422	280	4200	0.9	20	17	Asy (-)	4.23	4.23	2.12
	Muy (+)/Muyb (-)	934	280	4200	0.9	100	17	Asy (+)	1.46	1.46	0.73
	Mux (-)	4737	280	4200	0.9	20	17	Asx (-)	9.93	9.93	4.97
	Mux (+)/Muxb (-)	2437	280	4200	0.9	100	17	Asx (+)	3.87	3.87	1.94
5-6-B-G	Muy (-)	2018	280	4200	0.9	20	17	Asy (-)	3.45	3.45	1.72
	Muy (+)/Muyb (-)	1360	280	4200	0.9	100	17	Asy (+)	2.14	2.14	1.07
	Mux (-)	2002	280	4200	0.9	20	17	Asx (-)	3.42	3.42	1.71
	Mux (+)/Muxb (-)	693	280	4200	0.9	100	17	Asx (+)	1.09	1.13	0.57

Prediseño vigas:

Prediseño Vigas		
Peso total losa	720.8	Kg/m2
Peso viga	144.16	Kg/m2

CM	332
CV	200
Pp Losa	388.8

Datos Viga carga trapezoidal		
Lado S (menor)	5.5	m
Lado L (mayor)	7.8	m
m	0.705	
Tipo carga	Trapezoidal	
qu	1.754	t/m2
W	4.024	t/m
W (si sports 2 c)	8.047	t/m

$$W_L = \frac{q * s}{3} \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) \quad \text{Trapezoidal}$$

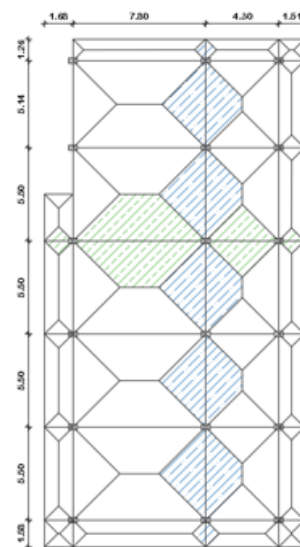
1753.86
1.753856

$$W_S = \frac{q * s}{3} \quad \text{Triangular}$$

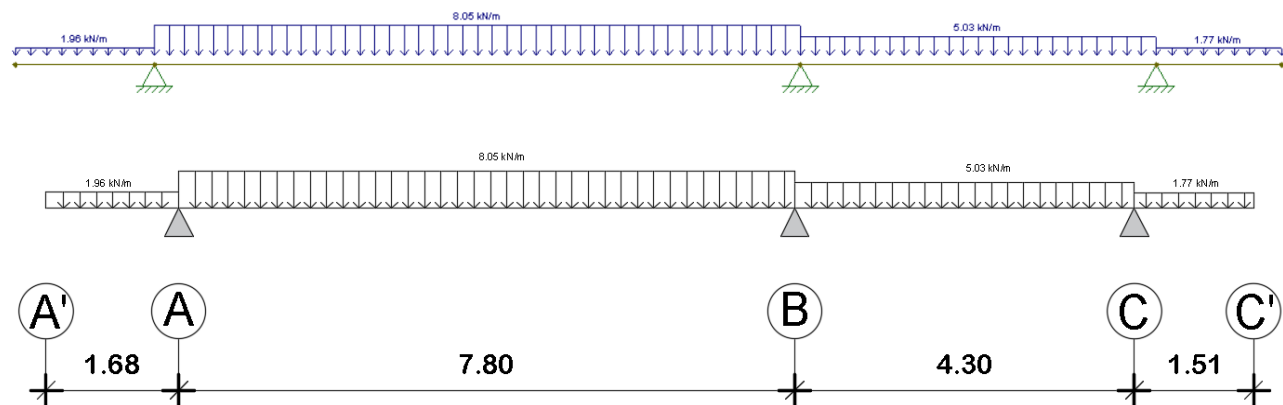
Datos Viga carga triangular		
Lado S (menor)	5.5	m
Lado L (mayor)	7.8	m
m	0.705	
Tipo carga	Triangular	
Qu	1.754	kg/m2
W	3.215	
W (si sports 2 c)		

Momentos flectores Triangular		
$\frac{W * l n^2}{9}$	21.74	
$\frac{W * l n^2}{10}$	19.56	
$\frac{W * l n^2}{11}$	17.78	
$\frac{W * l n^2}{12}$	16.30	
$\frac{W * l n^2}{14}$	13.97	
$\frac{W * l n^2}{16}$	12.23	
$\frac{W * l n^2}{24}$	8.15	

Momentos flectores Trapezoidal		
$\frac{W * l n^2}{9}$	27.20	
$\frac{W * l n^2}{10}$	24.48	
$\frac{W * l n^2}{11}$	22.25	
$\frac{W * l n^2}{12}$	20.40	
$\frac{W * l n^2}{14}$	17.49	
$\frac{W * l n^2}{16}$	15.30	
$\frac{W * l n^2}{24}$	10.20	



Pórtico	s	L	m	Tipo carga	qu	W	2W	M	L para +
M1	1.68	5.5	0.31	Triangular	1.75	0.98	1.96	0.50	
M2	1.68	5.5	0.31	Trapezoidal	1.75	1.427	2.855	4.01	4.74
M3	5.5	7.8	0.71	Trapezoidal	1.75	4.02	8.05	30.60	
M4	5.5	7.8	0.71	Trapezoidal	1.75	4.024	8.047	32.73	6.05
M5	4.3	5.5	0.78	Triangular	1.75	2.51	5.03	5.81	
M6	4.3	5.5	0.78	Trapezoidal	1.75	3.003	6.005	3.17	2.91
M7	1.51	5.5	0.27	Triangular	1.75	0.88	1.77	0.37	

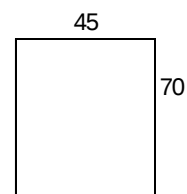


Diseño vigas:

Diseño de viga

Datos necesarios	
b	45 cm
h	70 cm
r	3 cm
d	67 cm
β	0.85
f _c	280 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
E _s	2000000 kg/cm ²
ϕ deflexión	0.9
ϕ corte	0.75

Datos columnas	
b	0.6 m
h	1 m



Acerominimo

$$\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} * bw * d$$

As1	3.00 cm ²
-----	----------------------

$$\frac{1.4}{f_y} * bw * d$$

As2	1.01 cm ²
-----	----------------------

As _{min}	3.00 cm ²
-------------------	----------------------

Cuántía balanceada

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

Pb	0.0283
----	--------

Cuántía balanceada

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

Pmax	0.0142
------	--------

Aceromáximo

$$As_{max} = \rho_{max} * b_w * d$$

As max	42.71 cm ²
--------	-----------------------

$$\phi \quad 2 \quad \text{cm}$$

Consideraciones laterales	
d/4	16.75 cm
6 ϕ	12 cm
-	20 cm

Consideracion centrales	
d/2	33.5
-	10

Consideraciones para corte

$$0.2 * \sqrt{f'_c} * \frac{bw * s}{f_y}$$

$$0.4303$$

$$3.5 * \frac{bw * s}{f_y}$$

$$0.4500$$

Ab	1.54 cm ²
----	----------------------

área de una barra (tabla)

vc	8.87 kg/cm ²
----	-------------------------

n	5.58
---	------

$$V_{U_{DISEÑO}} \leq \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_c = \phi * 0.53 \sqrt{f'_c} * b_w * d ; \phi = 0.75$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$$

$$V_u \leq \phi \left(V_c + 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right) \quad V_u \leq \phi \left(V_c + 2.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right)$$

La demanda no debe sobrepasar ese valor, si sobrepasa toca redimensionar

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

deflexion 0.9
compresion 0.65
corte 0.75

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

ϕ (mm)	Peso (kg)	Área (cm ²)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	0.395	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00
10	0.617	0.79	1.58	2.37	3.16	3.95	4.74	5.53	6.32	7.11	7.90
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.91	9.04	10.17	11.30
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.86	15.40
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.10
18	1.998	2.54	5.08	7.62	10.10	12.70	15.24	17.78	20.32	22.86	25.40
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.98	25.12	28.26	31.40
22	2.984	3.80	7.60	11.40	15.20	19.00	22.80	26.60	30.40	34.20	38.00
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.64	24.55	29.46	34.37	39.28	44.19	49.10
28	4.834	6.16	12.32	18.48	24.64	30.80	36.96	43.12	49.28	55.44	61.60
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.16	40.20	48.24	56.28	64.32	72.36	80.40
36	7.990	10.18	20.36	30.54	40.72	50.90	61.08	71.26	81.44	91.62	101.80

ϕ (mm)	Peso (kg)	Área (cm ²)									
		11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
8	0.395	5.50	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50	9.00	9.50	10.00
10	0.617	8.69	9.48	10.27	11.06	11.85	12.64	13.43	14.22	15.01	15.80
12	0.888	12.43	13.56	14.69	15.82	16.95	18.08	19.21	20.34	21.47	22.60
14	1.208	16.94	18.48	20.02	21.56	23.10	24.64	26.18	27.72	29.26	30.80
16	1.578	22.11	24.12	26.13	28.14	30.15	32.16	34.17	36.18	38.19	40.20
18	1.998	27.94	30.48	33.02	35.56	38.10	40.64	43.18	45.72	48.26	50.80
20	2.466	34.54	37.68	40.82	43.96	47.10	50.24	53.38	56.52	59.66	62.80
22	2.984	41.80	45.60	49.40	53.20	57.00	60.80	64.60	68.40	72.20	76.00
25	3.853	54.01	58.92	63.83	68.74	73.65	78.56	83.47	88.38	93.29	98.20
28	4.834	67.76	73.92	80.08	86.24	92.40	98.56	104.72	110.88	117.04	123.20
32	6.313	88.44	96.48	104.52	112.56	120.60	128.64	136.68	144.72	152.76	160.80
36	7.990	111.98	122.16	132.34	142.52	152.70	162.88	173.06	183.24	193.42	203.60

Envolvente de momentos																						
Diseño a flexión viga pórtico Anivel +9.72 m																						
Tramo	V6-6				V6-5				V6-4				V6-3				V6-2				V6-1	
Mu(-)	1.5	8.31	15.58	36.92	0.32	33.53	33.94	-	34.02	33.81	-	33.74	33.63	-	36.78	34.25	-	37.84	9.07	5.98	0.17	
Mu(+)	5.43	0.06	-	26.11	6.63	24.68	24.49	5.01	24.52	24.35	5.04	24.31	25.46	6.35	24.96	28.73	3.71	30.62	-	-	-	
Acero de diseño																						
Acero de diseño de etabs																						
Tramo	V6-6				V6-5				V6-4				V6-3				V6-2				V6-1	
Superior	10.46	13.8	16.49	19.51	9.87	18.22	18.15	8.77	14.44	14.35	8.77	14.33	20.12	9.81	21.25	14.54	8.77	16.16	19.74	18.46	16.1	
Inferior	12.24	11.26	12.99	14.49	9.87	14.22	10.25	8.77	10.26	10.18	8.77	10.15	16.52	11.45	16.02	12.1	8.77	12.93	17.86	16.95	16.07	
Cantidad y diámetros que se asigna cada tramo																						
Tramo	V6-6				V6-5				V6-4				V6-3				V6-2				V6-1	
Superior	3420	4420	4422	5420	3420	4422	4422	3420	4422	4422	3420	4422	6422	3422	6422	4422	3420	5422	6422	5422	5422	
Inferior	3422	3422	3422	3422	3420	3422	3422	3420	3422	3422	3420	3422	5422	4422	5422	4422	3420	5420	5422	5422	5422	
Verificación Asmin S As diseño S As max																						
Tramo	V6-6				V6-5				V6-4				V6-3				V6-2				V6-1	
Superior	9.42	12.56	15.2	19	9.42	15.2	15.2	9.42	15.2	15.2	9.42	15.2	22.6	11.4	22.6	15.2	9.42	19	22.6	19	19	
Inferior	11.4	11.4	11.4	11.4	9.42	11.4	11.4	9.42	11.4	11.4	9.42	11.4	19	15.2	19	12.56	9.42	15.2	19	19	19	
Verificación	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Refuerzo transversal para viga pórtico Anivel +9.72 m																						
Tramo	V6-6				V6-5				V6-4				V6-3				V6-2				V6-1	
s	12	20	12	20	12	20	12	20	12	20	12	20	13.2	25	13.2	12	20	12	13.2	25	13.2	
Av/min	0.48	0.75	0.45	0.45	0.75	0.45	0.45	0.75	0.45	0.45	0.75	0.45	0.50	0.94	0.50	0.45	0.75	0.45	0.50	0.94	0.50	
# Remas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Armadura estribos	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	
Arreglo	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	
Arreglo > Av/min	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Diseño corte viga pórtico Anivel +9.72 m																						
Tramo	V6-6				V6-5				V6-4				V6-3				V6-2				V6-1	
Vu	15.2	15.95	16.62	18.78	11.83	18.3	18.12	11.19	18.14	18.06	11.12	18.06	18.73	11.9	19.68	18.09	14.08	18.53	9.21	8.97	8.73	
V _{permiso}	38.02	30.63	38.02	38.02	30.63	38.02	38.02	30.63	38.02	38.02	30.63	38.02	38.39	28.68	38.39	38.02	30.63	38.02	38.39	28.68	38.39	
Vc	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	26.74	
Vs	23.96	14.37	23.96	23.96	14.37	23.96	23.96	14.37	23.96	23.96	14.37	23.96	21.78	11.50	21.78	23.96	14.37	23.96	21.78	11.50	21.78	
Vn	50.69	41.11	50.69	50.69	41.11	50.69	50.69	41.11	50.69	50.69	41.11	50.69	48.52	38.24	48.52	50.69	41.11	50.69	48.52	38.24	48.52	
Verificación	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Longitud de desarrollo del pórtico Anivel +9.72 m																						
Tramo	V6-6				V6-5				V6-4				V6-3				V6-2				V6-1	
L	1.56	5.5	-	-	5.5	-	-	5.5	-	-	5.5	-	-	5.5	-	-	5.14	1.26	-	-	-	
L-C	-	1.28	-	-	4.9	-	-	4.9	-	-	4.9	-	-	4.9	-	-	4.54	-	-	-	-	
Lo	-	-	-	2h	L-4h	2h	2h	L-4h	2h	2h	L-4h	2h	2h	L-4h	2h	2h	L-4h	2h	-	-	-	
Lu	-	1.33	-	1.40	2.10	1.40	1.40	2.10	1.40	1.40	2.10	1.40	1.40	2.10	1.40	1.40	1.40	1.74	1.40	-	1.01	

Prediseño columnas:

Seccion de la columna		
b	60	cm
h	90	cm
Ø asumido	28	mm
peso unitario φ	4.834	kg
área unitaria	6.16	cm ²
Número de barras asumido	18	u
f_c	280	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²

Prediseño de columnas

Datos necesarios		
Ac	33.28	m ²
#piso	8	
CM	332	kg/m ²
CV	200	kg/m ²
φ	0.7	
ρ_{min} (asumido)	0.01	%

Determinación del área geométrica (Ag)

$$Ag = b * h$$

$$Ag = 60 [cm] * 90 [cm]$$

Ag	5400	cm ²
-----------	------	-----------------

Determinación del área acero refuerzo (As)

$$As = \text{Número de barras} * \text{área unitaria } \phi$$

$$As = 18 * 6.16 [cm^2]$$

As	110.88	cm ²
-----------	--------	-----------------

Determinación del área hormigón (Ac)

$$Ac = Ag - As$$

$$Ac = 5400 [cm^2] - 110.88 [cm^2]$$

Ac	5289.12	cm ²
-----------	---------	-----------------

Verificación de cuantías mínimas y máximas

$$\rho = \frac{As}{Ag} = \frac{110.88 [cm^2]}{5400 [cm^2]} = 0.02$$

P	0.02
----------	------

Cálculo rotura máxima

$$\phi P_{U(max)} = 0.80 * \phi [0.85 * f'c * Ag + As * f_y]$$

$$\phi P_{U(max)} = 0.80 * 0.70 [0.85 * 280 * Ag + As * f_y]$$

Combinación de cargas	
1.2CM+1.6 CV	
718.4	kg/m2

Carga muerta por piso Qu	
CM* Ac	
11048.96	kg por piso

Carga viva por piso QL	
CV* Ac	
6656	kg por piso

Carga total por piso Pu	
1.2Qu+1.6QL	
23908.35	kg por piso

Carga total en kg	
$Pu_{por\ piso} * \#de\ pisos$	
191266.82	kg

Carga total en ton	
Putotal/1000	
191.27	ton

Columna central	
Carga muerta por piso Qu	
CM* Ac	
11047.3	kg por piso

Carga viva por piso QL	
CV* Ac	
6655	kg por piso

Carga total por piso Pu	
1.2Qu+1.6QL	
23904.76	kg por piso

Carga total en kg	
$Pu_{por\ piso} * \#de\ pisos$	
191238.08	kg

Carga total en ton	
Putotal/1000	
191.24	ton

Columna lateral sin volado	
Carga muerta por piso Qu	
CM* Ac	
13776.672	kg por piso

Carga viva por piso QL	
CV* Ac	
8299.2	kg por piso

Carga total por piso Pu	
1.2Qu+1.6QL	
29810.73	kg por piso

Carga total en kg	
$Pu_{por\ piso} * \#de\ pisos$	
238485.81	kg

Carga total en ton	
Putotal/1000	
238.49	ton

Columna lateral con volado	
Carga muerta por piso Qu	
CM* Ac	
8655.24	kg por piso

Carga viva por piso QL	
CV* Ac	
5214	kg por piso

Carga total por piso Pu	
1.2Qu+1.6QL	
18728.69	kg por piso

Carga total en kg	
$Pu_{por\ piso} * \#de\ pisos$	
149829.50	kg

Carga total en ton	
Putotal/1000	
149.83	ton

Columna esquinera	
Carga muerta por piso Qu	
CM* Ac	
3414.1884	

Carga viva por piso QL	
CV* Ac	
2056.74	

Carga total por piso Pu	
1.2Qu+1.6QL	
7387.81	

Carga total en kg	
$Pu_{por\ piso} * \#de\ pisos$	
59102.48	

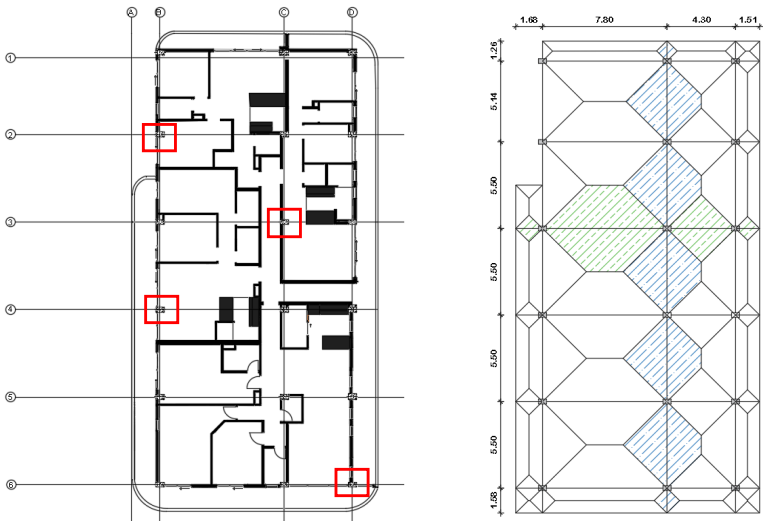
Carga total en ton	
Putotal/1000	
59.10	

Diseño a flexo-compresión		
Sección definida		
b	60	cm
h	100	cm
r	4	cm
ϕ	0.7	
ρ_{min}	0.01	
ρ_{max}	0.03	
$\rho_{asumido}$	0.014	
f _c	280	kg/cm2
E _c	209165	kg/cm2
f _y	4200	kg/cm2
E _s	2000000	kg/cm2

Solicitaciones		
A _g	6000	cm2
A _{s min}	60	cm2
A _{s max}	180	cm2
A _{s del 1.4%}	84	cm2
$\phi_{varilla}$	36	mm
#varillas	13	u
A _s		
$\phi_{estribos}$	-	mm

0.014

Determinación de rotura máxima	
$P_u = 0.80 * \phi * (0.85 * f'_c * A_c + A_s * f_y)$	
$P_u = 0.80 * 0.7 * (0.85 * 280 * 5289.12 + 110.88 * 4200)$	
Pu	965723.7 kg
Pu	965.7 ton



Secciones propuestas	
b	90
h	50
Pu	4500

65 dimensiones minimas para columnas
70
4550

Columna tipo	Nombre columna	Área cooperante [m2]	Pu total [ton]	Agmínimo [cm2]
Central	3-B	33.28	191.24	3442.29
Lateral sin volado	2-A	41.50	238.49	4292.74
Lateral convolado	4-A	26.07	149.83	2696.93
Esquinera	6-C	10.28	59.10	1063.84

Cumple
Cumple
Cumple
Cumple

Diseño columnas:

Diseño a flexión

Datos

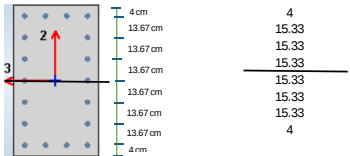
# Varillas b	4
# Varillas h	7
φ	25
b	60
h	100
Rec	4
f'c	280
β	0.85
fy	4200
ε	0.003
Es	2000000

εsy	0.0021
-----	--------

Área de acero
$$As = \pi * \left(\frac{d}{2}\right)^2 * \#barras$$

As1	19.63	cm2
As2	9.82	cm2
As3	9.82	cm2
As4	9.82	cm2
As5	9.82	cm2
As6	9.82	cm2
As7	19.63	cm2
As8		
As9		

Distancia	
dist. EN 1	45.99
dist. EN 2	30.66
dist. EN 3	15.33
dist. EN 4	0
dist. EN 5	15.33
dist. EN 6	30.66
dist. EN 7	45.99
dist. EN 8	
dist. EN 9	



100

Diseño a flexo-compresión

Sección definida	
b	60
h	100
r	4
φ	0.7
ρmin	0.01
ρmax	0.03
ρasumido	0.014
f'c	280
Ec	209165
fy	4200
Es	2000000

Solicitaciones

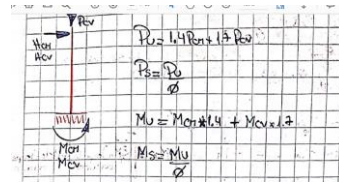
Ag	6000
As min	60
As max	180
As del 1.4%	84
Øvarilla	28
#varillas	20
As	-
Øestribos	-

0.014

Punto 1							
E1	0.003125	Fs1	4200	F1	82466.81	Mn1	3792648.46
E2	0.003719008	Fs2	4200	F2	41233.40	Mn2	1264216.15
E3	0.0045918	Fs3	4200	F3	41233.40	Mn3	632108.077
E4	0.006	Fs4	4200	F4	41233.40	Mn4	0.00
E5	0.0086538	Fs5	4200	F5	41233.40	Mn5	-632108.077
E6	0.0155172	Fs6	4200	F6	41233.40	Mn6	-1264216.15
E7	0.075	Fs7	4200	F7	82466.81	Mn7	-3792648.46

a 100 cm dist. EN Cc 0 cm

Cc 1428000 kg
Ph 1675.40 T
Mn 0 T*cm

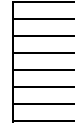


Punto2							
E1	0.00288	Fs1	4200	F1	82466.81	Mn1	3792648.46
E2	0.00242	Fs2	4200	F2	41233.40	Mn2	1264216.15
E3	0.00196	Fs3	3920	F3	38484.51	Mn3	589967.54
E4	0.0015	Fs4	3000	F4	29452.43	Mn4	0.00
E5	0.00104	Fs5	2080	F5	20420.35	Mn5	-313044
E6	0.00058	Fs6	1160	F6	11388.27	Mn6	-349164.46
E7	0.00012	Fs7	240	F7	4712.39	Mn7	-216722.77
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0

c 96 cm punto desde donde se ve
a 81.6 cm dist. EN Cc 9.2 cm

Cc 1165248 kg
Ph 1393.41 T
Mn 15488.18 T*cm

DISTANCIA
96
80.67
65.34
50.01
34.68
19.33
4



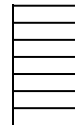
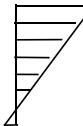
DISTANCIA
96
80.67
65.34
50.01
34.68
19.33
4.02

Punto3							
E1	0.0023001	Fs1	4200	F1	82466.81	Mn1	3792648.46
E2	0.0018401	Fs2	3680.2	F2	36130.28	Mn2	1107754.35
E3	0.0013801	Fs3	2760.2	F3	27098.20	Mn3	415415.41
E4	0.0009201	Fs4	1840.2	F4	18066.12	Mn4	0.00
E5	0.0004601	Fs5	920.2	F5	9034.04	Mn5	-138491.87
E6	1E-07	Fs6	0.2	F6	1.96	Mn6	-60.20
E7	0.0004599	Fs7	919.8	F7	-18060.23	Mn7	830590.01
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00

c 80.67 cm
a 68.5695 cm dist. EN Cc 15.71525 cm

Cc 979172.46 kg
Ph 1133.91 T
Mn 21395.80 T*cm

h Triángulos
76.67
61.34
46.00
30.67
15.34
0.00
15.33



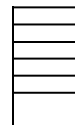
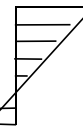
ABS

Punto 4							
E1	0.0018402	Fs1	3680.4	F1	72264.49	Mn1	3323443.67
E2	0.0013802	Fs2	2760.4	F2	27100.16	Mn2	1246336.53
E3	0.0009202	Fs3	1840.4	F3	18068.08	Mn3	830951.22
E4	0.0004602	Fs4	920.4	F4	9036.01	Mn4	0.00
E5	2E-07	Fs5	0.4	F5	3.93	Mn5	-60.20
E6	0.0004598	Fs6	919.6	F6	-9028.15	Mn6	276803.14
E7	2E-07	Fs7	0.4	F7	-7.85	Mn7	361.20
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00

c 65.34 cm
a 55.54 cm dist. EN Cc 22.23 cm

Cc 793096.92 kg
Ph 910.53 T
Mn 23308.78 T*cm

h Triángulos
61.34
46.01
30.67
15
0.01
15.33
0.01

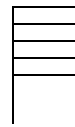
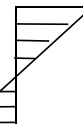


Punto5							
E1	0.0013803	Fs1	2760.6	F1	54204.25	Mn1	2492853.65
E2	0.0009203	Fs2	1840.6	F2	18070.05	Mn2	554027.68
E3	0.0004603	Fs3	920.6	F3	9037.97	Mn3	138552.07
E4	3E-07	Fs4	0.6	F4	5.89	Mn4	0.00
E5	0.0004597	Fs5	919.4	F5	-9026.19	Mn5	138371.47
E6	0.0013803	Fs6	2760.6	F6	-27102.13	Mn6	830951.22
E7	0.0009203	Fs7	1840.6	F7	-36140.10	Mn7	1662083.04
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00

c 50.01 cm
a 42.5085 cm dist. EN Cc 28.75 cm

Cc 607021.38 kg
Ph 616.07 T
Mn 23266.12 T*cm

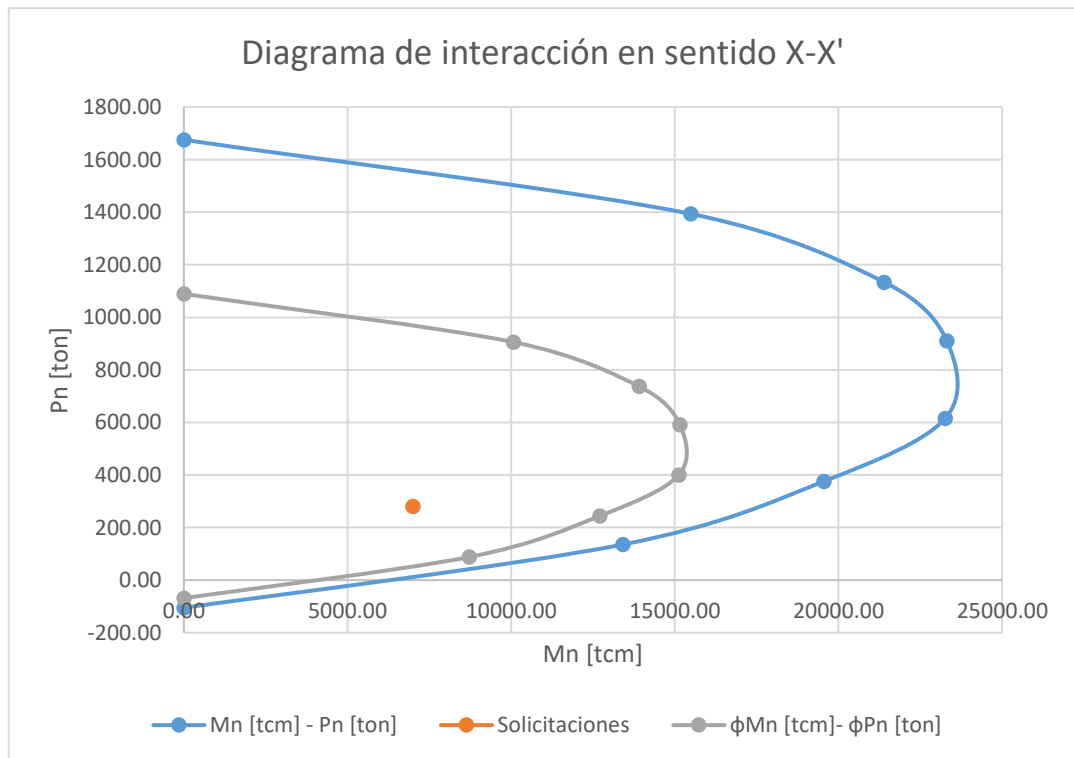
h Triángulos
46.01
30.68
15.34
0.01
15.32
46.01
30.68



Punto6									
E1	0.0009204	Fs1	1840.8	F1	36144.02	Mn1	1662263.64	h Triángulos	
E2	0.0004604	Fs2	920.8	F2	9039.93	Mn2	277164.34		
E3	4E-07	Fs3	0.8	F3	7.85	Mn3	120.40		
E4	0.0004596	Fs4	919.2	F4	-9024.22	Mn4	0.00		
E5	0.0009196	Fs5	1839.2	F5	-18056.30	Mn5	276803.14		
E6	0.0013803	Fs6	2760.6	F6	-27102.13	Mn6	830951.22		
E7	0.0009203	Fs7	1840.6	F7	-36140.10	Mn7	1662083.04		
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00		
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00		
c	34.68								
a	29.48			dist. EN Cc	35.26				
Cc	420945.84								
Ph	375.81								
Mn	19552.36								

Punto7									
E1	0.0004605	Fs1	921	F1	18083.79	Mn1	831673.63	h Triángulos	
E2	5E-07	Fs2	1	F2	9.82	Mn2	301.00		
E3	0.0004595	Fs3	919	F3	-9022.26	Mn3	-138311.27		
E4	0.0009195	Fs4	1839	F4	-18054.34	Mn4	0.00		
E5	0.0013795	Fs5	2759	F5	-27086.42	Mn5	415234.81		
E6	0.0013803	Fs6	2760.6	F6	-27102.13	Mn6	830951.22		
E7	0.0009203	Fs7	1840.6	F7	-36140.10	Mn7	1662083.04		
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00		
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00		
c	19.35								
a	16.4475			dist. EN Cc	41.77625				
Cc	234870.3								
Ph	135.56								
Mn	13413.93								

Punto8									
E1	0	Fs1	0	F1	0.00	Mn1	0.00	h Triángulos	
E2	0.00046	Fs2	920	F2	-9032.08	Mn2	-276923.54		
E3	0.00092	Fs3	1840	F3	-18064.16	Mn3	-276923.54		
E4	0.00138	Fs4	2760	F4	-27096.24	Mn4	0.00		
E5	0.00184	Fs5	3680	F5	-36128.32	Mn5	553847.08		
E6	0.0013803	Fs6	2760.6	F6	-27102.13	Mn6	830951.22		
E7	0.0009203	Fs7	1840.6	F7	-36140.10	Mn7	1662083.04		
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00		
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00		
c	4								
a	3.4			dist. EN Cc	48.30				
Cc	48552								
Ph	-105.01								
Mn	4838.10								



Determinación refuerzo transversal

$$A_g = b * h$$

Ag	6000	cm ²
-----------	------	-----------------

$$A_{ch} = (b - 2r) * (h - 2r)$$

Ach	4784	cm ²
------------	------	-----------------

Refuerzo transversal

$$s = \min \left[\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{columna}; 10(cm) \right] \text{ en } l_0$$

Datos		
b	60	cm
h	100	cm
Ø	2.5	cm
-	10	cm

b/4	15	
h/4	25	
6φ	15	cm
-	10	cm

s	10	cm
----------	----	----

$$l_0 = \max \left[h; b; \frac{Hc}{6}; 45(cm) \right]$$

Datos		
b	60	cm
h	100	cm
Hc	324	cm
-	10	cm

b	60	cm
h	100	cm
Hc/6	54	cm
-	10	cm

l₀	100	cm
----------------------	-----	----

Refuerzo por confinamiento

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s * bc * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * bc * f'c}{f_y}$$

Datos		
s	10	cm
f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
Ag	6000	cm2
bc	91	cm
Ach	4784	cm2

Lado mayor		
Ash1	4.63	cm2
Ash2	5.46	cm2

Ash	5.46	cm2
-----	------	-----

Datos		
s	10	cm
f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
Ag	6000	cm2
bc	51	cm
Ach	4784	cm2

Lado menor		
Ash1	2.59	cm2
Ash2	3.06	cm2

Ash	3.06	cm2
-----	------	-----

Refuerzo a corte	
Datos	
b	60
d	100
f'c	280
fy	4200
φ	0.85
Vu	25.96

25960 kg

Resistencia al corte concre.	
Vu	9.98

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Resistencia al corte concre.	
Vc	8.87

Esfuerzo máximo acero transversal	
Vmax	35.47

Verificación	
Vu-Vc	1.11

OK

Ramas cortas		
d	91	cm
bw	100	cm
Ag	6000	cm2
Ach	4784	cm2
Ash1	4.63	cm2
Ash2	5.46	cm2
Ash	5.46	cm2
φ	12	mm
As	1.13	cm2
#ramas	4.83	
Ramas colocadas	5	
Ramas colocadas	5φ12 @ 10 cm	

Ramas largas		
d	51	cm
bw	60	cm
Ag	6000	cm2
Ach	4784	cm2
Ash1	2.59	cm2
Ash2	3.06	cm2
Ash	3.06	cm2
φ	12	mm
As	1.13	cm2
#ramas	2.71	
Ramas colocadas	3	
Ramas colocadas	3φ12 @ 10 cm	

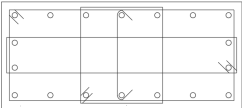


Tabla completa modos de vibración ETABS:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1.164	0.1174	0.6324	0	0.1174	0.6324	0	0.1832	0.0414	0.0312	0.1832	0.0414	0.0312
Modal	2	1.153	0.5991	0.1431	0	0.7165	0.7756	0	0.0411	0.2122	0.016	0.2244	0.2536	0.0472
Modal	3	1.018	0.0341	0.0122	0	0.7506	0.7878	0	0.0031	0.0129	0.7187	0.2275	0.2664	0.7659
Modal	4	0.443	3.76E-05	0.0942	0	0.7506	0.882	0	0.4112	0.0001	0.0007	0.6387	0.2666	0.7665
Modal	5	0.391	0.1068	0.0002	0	0.8574	0.8821	0	0.0007	0.3511	0.0108	0.6394	0.6176	0.7773
Modal	6	0.354	0.0125	0.0004	0	0.87	0.8825	0	0.0017	0.0404	0.0971	0.6411	0.658	0.8745
Modal	7	0.253	2.43E-06	0.0559	0	0.87	0.9383	0	0.183	6.30E-06	0.0001	0.8242	0.658	0.8746
Modal	8	0.2	0.0406	4.16E-05	0	0.9106	0.9384	0	0.0001	0.1003	0.0177	0.8243	0.7583	0.8923
Modal	9	0.186	0.0186	4.69E-05	0	0.9292	0.9384	0	0.0002	0.0457	0.0391	0.8244	0.804	0.9314
Modal	10	0.154	5.89E-07	0.0294	0	0.9292	0.9678	0	0.0759	1.58E-06	3.61E-05	0.9003	0.804	0.9315
Modal	11	0.116	0.0178	2.22E-05	0	0.9469	0.9679	0	0.0001	0.0463	0.0145	0.9004	0.8504	0.9459
Modal	12	0.108	0.0149	0.0001	0	0.9619	0.9679	0	0.0002	0.0388	0.0173	0.9006	0.8892	0.9633
Modal	13	0.106	1.22E-05	0.0164	0	0.9619	0.9844	0	0.0518	3.13E-05	0.0001	0.9524	0.8892	0.9634
Modal	14	0.081	0	0.0094	0	0.9619	0.9937	0	0.0285	0	5.62E-07	0.981	0.8892	0.9634
Modal	15	0.076	0.0088	2.04E-06	0	0.9707	0.9937	0	7.09E-06	0.0252	0.0101	0.981	0.9144	0.9735
Modal	16	0.071	0.0105	1.47E-06	0	0.9812	0.9937	0	5.02E-06	0.0298	0.0086	0.981	0.9443	0.9821
Modal	17	0.067	0	0.0048	0	0.9812	0.9985	0	0.0142	0	1.06E-06	0.9952	0.9443	0.9821
Modal	18	0.06	0	0.0015	0	0.9812	1	0	0.0048	0	5.68E-07	1	0.9443	0.9821
Modal	19	0.056	0.0045	1.80E-06	0	0.9856	1	0	5.59E-06	0.0132	0.0065	1	0.9575	0.9886
Modal	20	0.052	0.0068	6.90E-07	0	0.9925	1	0	2.16E-06	0.0201	0.0043	1	0.9776	0.9929
Modal	21	0.045	0.002	7.88E-07	0	0.9945	1	0	2.36E-06	0.006	0.0035	1	0.9836	0.9964
Modal	22	0.042	0.0038	0	0	0.9983	1	0	7.18E-07	0.0111	0.002	1	0.9946	0.9984
Modal	23	0.04	0.0006	0	0	0.9988	1	0	6.77E-07	0.0018	0.0011	1	0.9964	0.9995
Modal	24	0.037	0.0012	0	0	1	1	0	0	0.0036	0.0005	1	1	1

Dimensiones estructurales finales:

f c 280						
Niveles[m]	Secciones dirección X		# tramos	Secciones dirección X		# tramos
	Dirección X	Longitud total [m]		Dirección Y	Longitud total [m]	
Nv.+3.24	70x45	13.6	2	70x40	29.98	3
		15.28	1	50x30	29.98	1
	70x40	15.28	2		20.85	1
	65x35	15.28	1	-	-	-
	50x30	15.28	2	-	-	-
Nv.+6.48	70x45	13.6	2	70x40	29.98	3
		15.28	1	50x30	29.98	1
	70x40	15.28	2		20.85	1
	65x35	15.28	1	-	-	-
	50x30	15.28	2	-	-	-
Nv.+9.72	70x45	12.09	3	70x40	27.14	3
	70x40	12.09	2	50x30	29.98	1
	65x35	12.09	1		20.85	1
	50x30	15.28	1	-	-	-
		13.6	1	-	-	-
Nv.+12.96	70x45	12.09	3	70x40	27.14	3
	70x40	12.09	2	50x30	29.98	1
	65x35	12.09	1		20.85	1
	50x30	15.28	1	-	-	-
		13.6	1	-	-	-
Nv.+16.2	70x45	12.09	3	70x40	27.14	3
	70x40	12.09	2	50x30	29.98	1
	65x35	12.09	1		20.85	1
	50x30	15.28	1	-	-	-
		13.6	1	-	-	-
Nv.+19.44	70x45	12.09	3	70x40	27.14	3
	70x40	12.09	2	50x30	29.98	1
	65x35	12.09	1		20.85	1
	50x30	15.28	1	-	-	-
		13.6	1	-	-	-
Nv.+22.68	50x30	12.09	3	40x30	27.14	3
Nv.+25.92	50x30	12.09	3	40x30	27.14	3

Secciones unitarios pisos 3-8 para vigas de balcones f'c 280					
Dirección X			Dirección Y		
Secciones	Longitud	# Vigas por piso	Secciones	Longitud	# Vigas por piso
50x30	1.51	6	50x30	1.26	3
	1.68	5		1.58	3

Secciones unitarios pisos 1-2 para vigas de balcones f'c					
Dirección X			Dirección Y		
Secciones	Longitud	# Vigas por piso	Secciones	Longitud	# Vigas por piso
70x45	1.51	6	70x45	1.26	3
	1.68	5		1.58	3

Resumen secciones finales vigas con f'c 280						
Niveles [m]	Secciones dirección X		# tramos por piso	Secciones dirección Y		# tramos por piso
	Dirección X	Longitud total [m]		Dirección Y	Longitud total [m]	
Nv.+3.24 a Nv.+6.48	70x45	13.6	2	70x40	29.98	3
		15.28	1	50x30	29.98	1
	70x40	15.28	2		20.85	1
	65x35	15.28	1	-	-	-
	50x30	15.28	2	-	-	-
Nv.+9.72 a Nv.+19.44	70x45	12.09	3	70x40	27.14	3
	70x40	12.09	2	50x30	29.98	1
	65x35	12.09	1		20.85	1
	50x30	15.28	1	-	-	-
		13.6	1	-	-	-
Nv.+22.68	50x30	12.09	3	40x30	27.14	3

Secciones unitarios pisos 3-8 para vigas de balcones f c 280			
Dirección X		Dirección Y	
Secciones	# Vigas por piso	Secciones	# Vigas por piso
50x30	6	50x30	3
	5		3

Secciones unitarios pisos 1-2 para vigas de balcones f c			
Dirección X		Dirección Y	
Secciones	# Vigas por piso	Secciones	# Vigas por piso
70x45	6	70x45	3
	5		3

Resumen secciones finales vigas con f c 280				
Niveles [m]	Dirección X	# tramos por piso	Dirección Y	# tramos por piso
Nv.+3.24 a Nv.+6.48	70x45	2	70x40	3
		1	50x30	1
	70x40	2		1
	65x35	1	-	-
	50x30	2	-	-
Nv.+9.72 a Nv.+19.44	70x45	3	70x40	3
	70x40	2	50x30	1
	65x35	1		1
	50x30	1	-	-
		1	-	-
Nv.+22.68	50x30	3	40x30	3

Resumen secciones finales columnas con f c 280				
Niveles [m]	Columnas	Secciones finales		# columnas por piso
		Largo [cm]	Ancho [cm]	
Nv.+3.24 a Nv.+25.92	1A, 1B, 1C, 2A, 2B, 2C, 3A, 3C, 5A, 5C, 6A, 6B, 6C	100	60	13
Nv.+3.24 a Nv.+25.92	3B, 4A, 4B, 4C, 5B	90	50	5

Volumen en obra-hormigón:

Volumen de concreto en vigas

# pisos	8	2
---------	---	---

Vigas losa sentido X

V70x45

b	0.7	m
h	0.45	m
l	12.09	m
# tramos	3	u

V1	11.43	m3
E	83.42	m2

V70x40

b	0.7	m
h	0.4	m
l	12.09	m
# tramos	2	u

V1	6.77	m3
E	53.20	m2

V65x35

b	0.65	m
h	0.35	m
l	12.09	m
# tramos	1	u

V1	2.75	m3
E	24.18	m2

Vigas en volado sentido X									
V70x45		Tipo I			V70x40		Tipo I		
b	0.7		m		b	0.7		m	
h	0.45		m		h	0.4		m	
l	1.51		m		l	1.51		m	
#tramos	3		u		#tramos	2		u	
V1		1.43	m3		V1		0.85	m3	
E		10.42	m2		E		6.64	m2	
V70x45		Tipo II			V70x40		Tipo II		
b	0.7		m		b	0.7		m	
h	0.45		m		h	0.4		m	
l	1.68		m		l	1.68		m	
#tramos	1		u		#tramos	2		u	
V1		0.53	m3		V1		0.94	m3	
E		3.86	m2		E		7.39	m2	
V65x35		Tipo I			V65x35		Tipo II		
b	0.65		m		b	0.65		m	
h	0.35		m		h	0.35		m	
l	1.51		m		l	1.68		m	
#tramos	1		u		#tramos	1		u	
V1		0.34	m3		V1		0.38	m3	
E		3.02	m2		E		3.36	m2	
V50x30		Tipo I			V50x30		Tipo II		
b	0.5		m		b	0.5		m	
h	0.3		m		h	0.3		m	
l	13.6		m		l	15.28		m	
#tramos	1		u		#tramos	1		u	
V1		2.04	m3		V1		2.29	m3	
E		21.76	m2		E		24.45	m2	
V50x30		Tipo III			V50x30		Tipo III		

Vigas losa sentido Y									
V70x40									
b	0.7		m		b			m	
h	0.4		m		h			m	
l	27.15		m		l			m	
#tramos	3		u		#tramos			u	
V1		22.81	m3		V1		0.00	m3	
E		179.19	m2		E		0.00	m2	
V1		0.00	m3		V1		0.00	m3	
E		0.00	m2		E		0.00	m2	

Vigas en volado sentido Y									
V70x40		Tipo I			V50x30		Tipo I		
b	0.7		m		b	0.5		m	
h	0.4		m		h	0.3		m	
l	1.26		m		l	29.98		m	
#tramos	3		u		#tramos	1		u	
V1		1.06	m3		V1		4.50	m3	
E		8.32	m2		E		47.97	m2	
V70x40		Tipo II			V50x30		Tipo II		
b	0.7		m		b	0.5		m	
h	0.4		m		h	0.3		m	
l	1.58		m		l	20.85		m	
#vigas	3		u		#tramos	1		u	
V1		1.33	m3		V1		3.13	m3	
E		10.43	m2		E		33.36	m2	

Volumen total en vigas por piso	62.56	m3			
Volumen total en vigas	500.50	m3	238.42	76.25	
Encofrado total en vigas	1042.94	m2	3819.51	m2	

Volumen de concreto en columnas**C 100x60**

a	1	m
b	0.6	m
c	3.24	m
# columnas	13	u

V	25.27	m3
E	134.78	m2

C 90x50

a	0.9	m
b	0.5	m
c	3.24	m
# columnas	5	u

V	7.29	m3
E	45.36	m2

Volumen total en columnas por piso	32.56	m3
------------------------------------	-------	----

Volumen total en columnas	260.50	m3
---------------------------	--------	----

Encofrado total en columnas	1441.15	m2
-----------------------------	---------	----

Volumen de concreto en losas**Datos casetón**

a	0.4	m
v	0.1	m
l	0.4	m
h casetón	0.15	m
h losa	0.2	m

Área de la losa

a	13.6	m
l	29.98	m
A	407.73	m2

Área de balcón

a	1.68	m
l	20.85	m
A	35.03	m2

A	442.76	m2
---	--------	----

Volumen losa sin casetón

V	88.55	m3
---	-------	----

Área casetón más nervadura

Ac	0.36	m2
----	------	----

Volumen casetón

Vc	0.024	m3
----	-------	----

Número de casetones por losa

# Casetones	1230	piezas
-------------	------	--------

Volumen del concreto de la losa aligerada

V	59.03	m3
---	-------	----

5% de desperdicio

V + 5%	61.98	m3
--------	-------	----

V total	495.86208	m3
---------	-----------	----

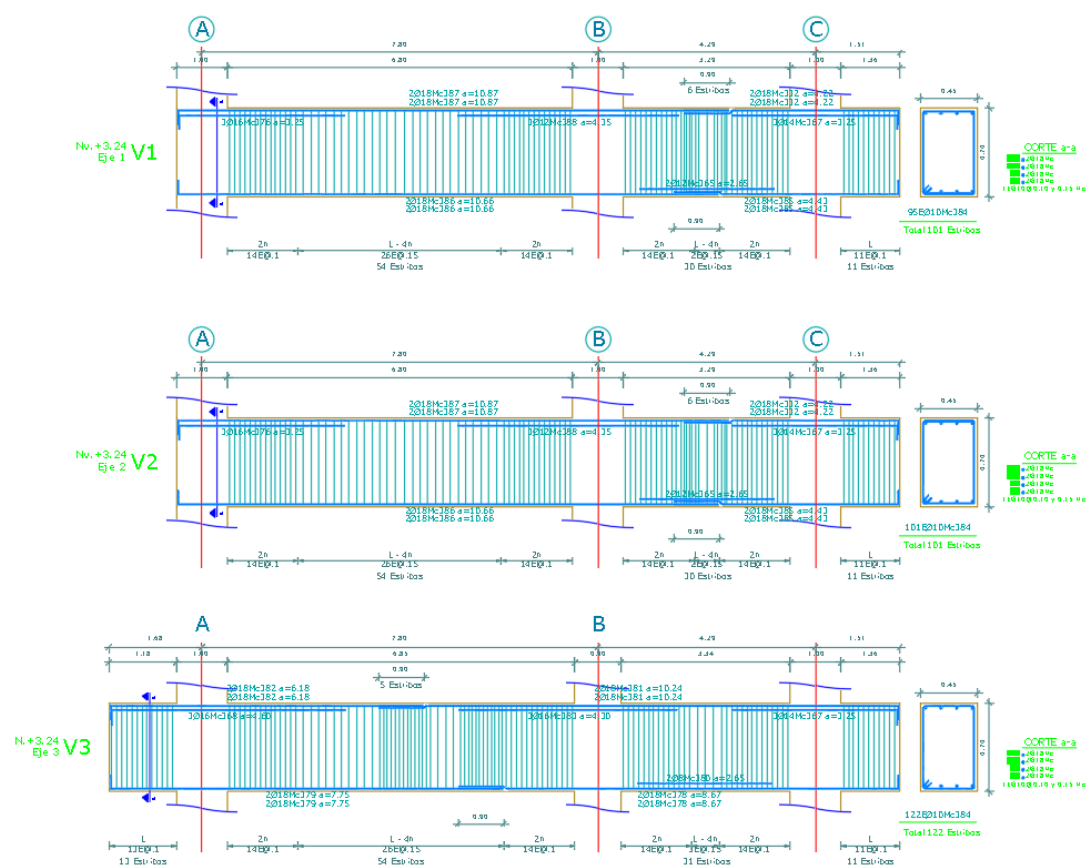
Encofrado total de la losa aligerada

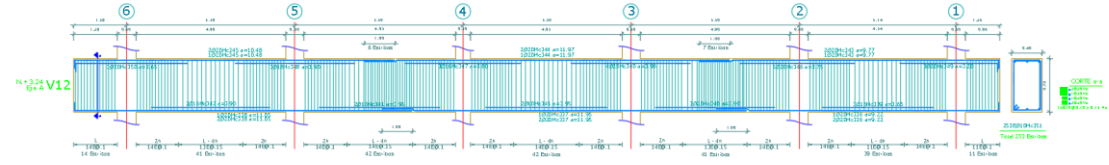
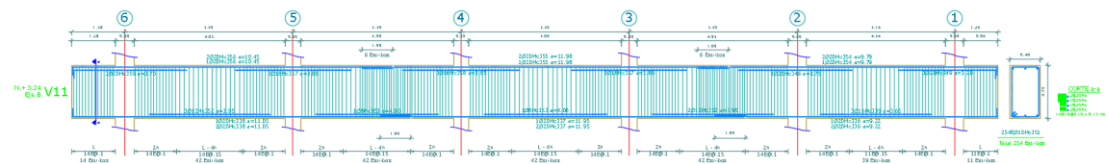
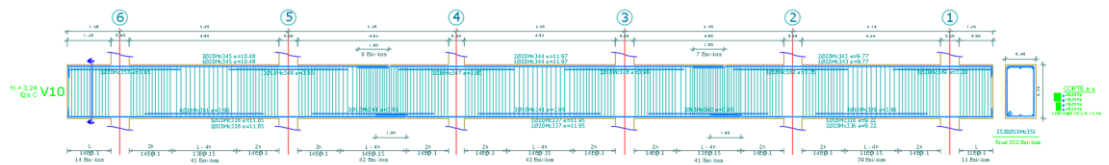
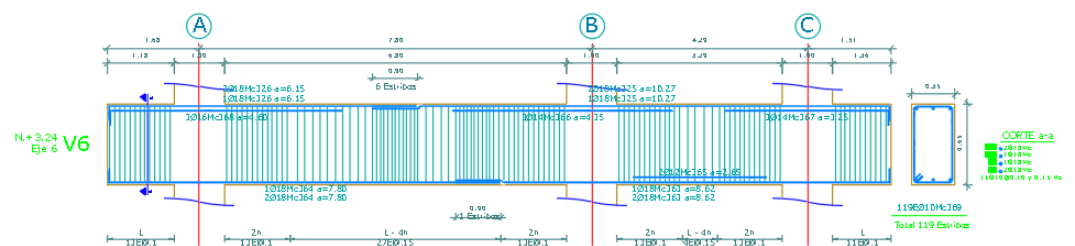
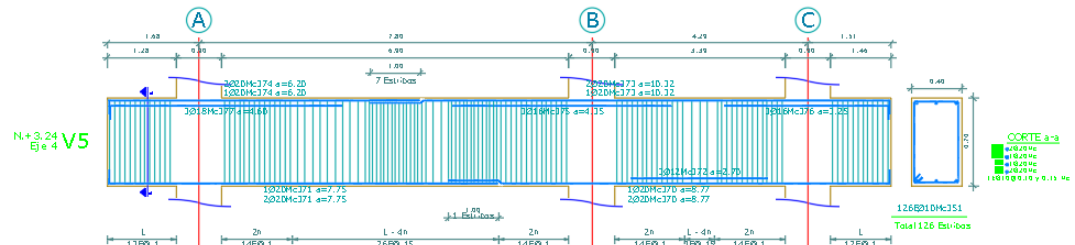
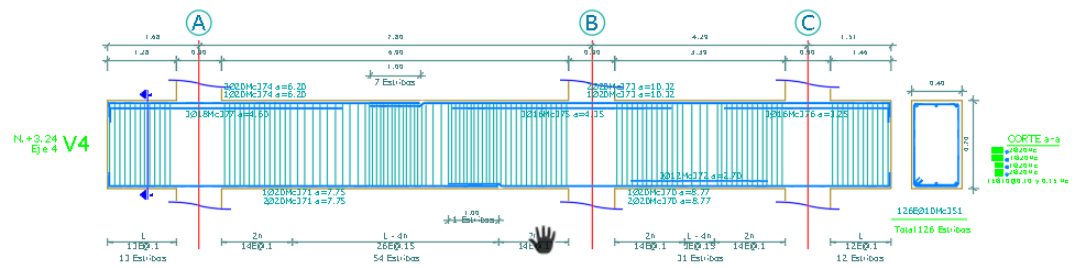
P1	87.16	m
P2	45.06	m

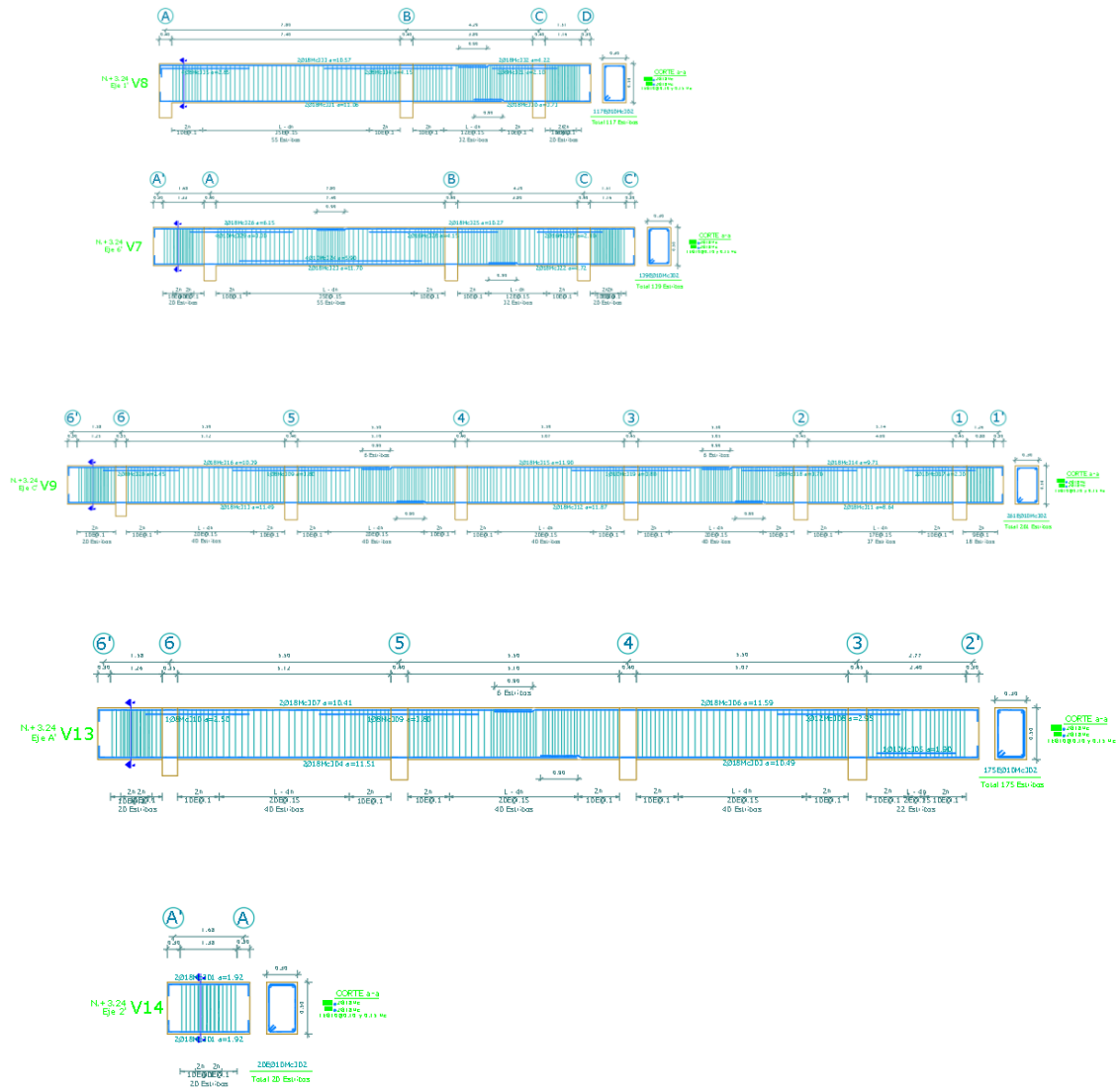
E	211.55	m2
---	--------	----

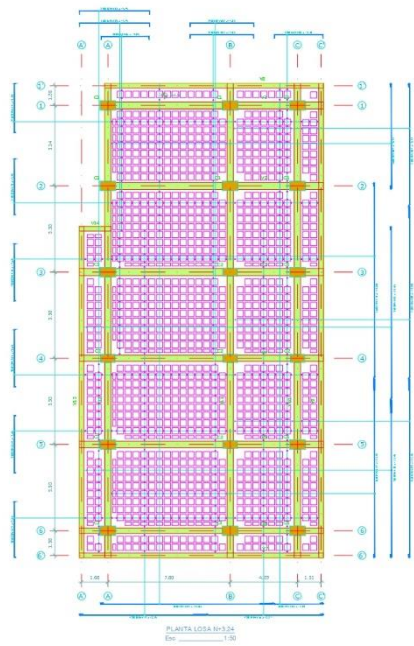
Planos estructurales:

Nv.+3.24







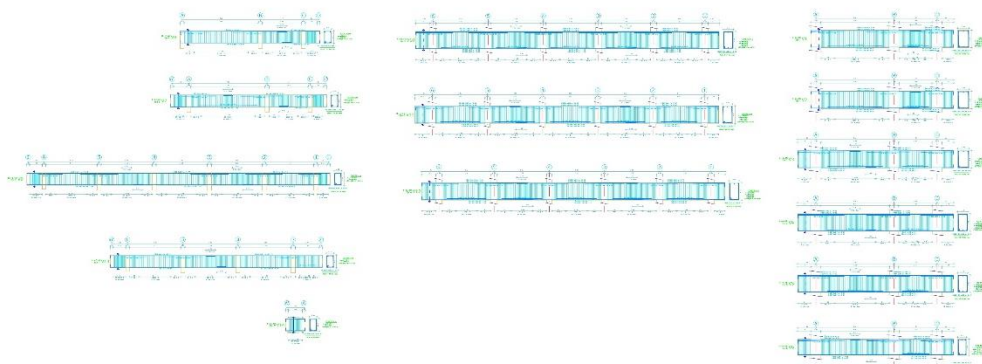


Planilla de aceros:

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS300														
MARCA300														
301	C	18	4	1.92	0.28	0	0	0	0	0	2.48	9.92	19.8	
302	O	10	712	0.25	0.45	0	0	0	0	0.07	1.54	1096.48	676.5	
303	L	18	2	10.49	0.28	0	0	0	0	0	10.77	21.54	43.0	
304	L	18	2	11.51	0.28	0	0	0	0	0	11.79	23.58	47.1	
305	II	10	1	1.9	0	0	0	0	0	0	1.90	1.90	1.2	
306	L	18	2	11.59	0.28	0	0	0	0	0	11.87	23.74	47.4	
307	L	18	2	10.41	0.28	0	0	0	0	0	10.69	21.38	42.7	
308	II	12	3	2.95	0	0	0	0	0	0	2.95	8.85	7.9	
309	II	8	2	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	7.60	3.0	
310	II	8	1	2.5	0	0	0	0	0	0	2.50	2.50	1.0	
311	L	18	2	8.64	0.28	0	0	0	0	0	8.92	17.84	35.6	
312	II	18	2	11.87	0	0	0	0	0	0	11.87	23.74	47.4	
313	L	18	2	11.49	0.28	0	0	0	0	0	11.77	23.54	47.0	
314	L	18	2	9.71	0.28	0	0	0	0	0	9.99	19.98	39.9	
315	II	18	2	11.9	0	0	0	0	0	0	11.90	23.80	47.6	
316	L	18	2	10.39	0.28	0	0	0	0	0	10.67	21.34	42.6	
317	II	10	2	2.3	0	0	0	0	0	0	2.30	4.60	2.8	
318	II	8	1	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	3.70	1.5	
319	II	10	1	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	3.80	2.3	
320	II	8	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	1.9	
321	II	8	2	2.1	0	0	0	0	0	0	2.10	4.20	1.7	
322	L	18	2	4.72	0.28	0	0	0	0	0	5.00	10.00	20.0	
323	L	18	2	11.7	0.28	0	0	0	0	0	11.98	23.96	47.9	
324	II	10	4	5.9	0	0	0	0	0	0	5.90	23.60	14.6	
325	L	18	5	10.27	0.28	0	0	0	0	0	10.55	52.75	105.4	
326	L	18	5	6.15	0.28	0	0	0	0	0	6.43	32.15	64.2	
327	II	16	2	2.1	0	0	0	0	0	0	2.10	4.20	6.6	
328	II	16	2	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	8.30	13.1	
329	II	10	4	3.3	0	0	0	0	0	0	3.30	13.20	8.1	
330	L	18	2	3.73	0.28	0	0	0	0	0	4.01	8.02	16.0	
331	L	18	2	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	22.68	45.3	
332	L	18	10	4.22	0.28	0	0	0	0	0	4.50	45.00	89.9	
333	L	18	2	10.57	0.28	0	0	0	0	0	10.85	21.70	43.4	
334	II	8	2	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	8.30	3.3	
335	L	8	4	2.85	0.28	0	0	0	0	0	3.13	12.52	4.9	
336	L	20	9	9.22	0.28	0	0	0	0	0	9.50	85.50	210.8	
337	II	20	9	11.95	0	0	0	0	0	0	11.95	107.55	265.2	
338	L	20	9	11.05	0.28	0	0	0	0	0	11.33	101.97	251.5	
339	II	16	9	3.65	0	0	0	0	0	0	3.65	32.85	51.8	
340	II	20	7	3.9	0	0	0	0	0	0	3.90	27.30	67.3	
341	II	10	10	3.95	0	0	0	0	0	0	3.95	39.50	24.4	
342	II	16	2	3.9	0	0	0	0	0	0	3.90	7.80	12.3	
343	L	20	6	9.77	0.28	0	0	0	0	0	10.05	60.30	148.7	
344	II	20	6	11.97	0	0	0	0	0	0	11.97	71.82	177.1	
345	L	20	6	10.48	0.28	0	0	0	0	0	10.76	64.56	159.2	
346	II	20	8	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	30.00	74.0	
347	II	16	6	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	22.80	36.0	
348	II	18	9	3.9	0	0	0	0	0	0	3.90	35.10	70.1	
349	L	20	9	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	31.32	77.2	
350	L	20	6	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	23.58	58.1	
351	O	10	1011	0.35	0.65	0	0	0	0	0.07	2.14	2163.54	1334.9	
352	II	12	5	3.95	0	0	0	0	0	0	3.95	19.75	17.5	
353	II	8	2	4	0	0	0	0	0	0	4.00	8.00	3.2	
354	L	20	3	9.79	0.28	0	0	0	0	0	10.07	30.21	74.5	
355	II	20	3	11.98	0	0	0	0	0	0	11.98	35.94	88.6	
356	L	20	3	10.45	0.28	0	0	0	0	0	10.73	32.19	79.4	
357	II	18	6	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	22.80	45.6	
358	II	16	3	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	11.55	18.2	
359	L	20	3	3.7	0.28	0	0	0	0	0	3.98	11.94	29.4	
360	II	12	3	3.9	0	0	0	0	0	0	3.90	11.70	10.4	
361	II	14	4	3.9	0	0	0	0	0	0	3.90	15.60	18.8	
362	II	18	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	22.5	
363	L	18	3	8.62	0.28	0	0	0	0	0	8.90	26.70	53.3	
364	L	18	3	7.8	0.28	0	0	0	0	0	8.08	24.24	48.4	
365	II	12	6	2.65	0	0	0	0	0	0	2.65	15.90	14.1	
366	II	14	3	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	13.05	15.8	
367	L	14	12	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	42.36	51.2	
368	L	16	6	4.6	0.28	0	0	0	0	0	4.88	29.28	46.2	
369	O	10	119	0.3	0.6	0	0	0	0	0.07	1.94	230.86	142.4	
370	L	20	6	8.77	0.28	0	0	0	0	0	9.05	54.30	133.9	
371	L	20	6	7.75	0.28	0	0	0	0	0	8.03	48.18	118.8	
372	II	12	6	2.7	0	0	0	0	0	0	2.70	16.20	14.4	
373	L	20	6	10.32	0.28	0	0	0	0	0	10.60	63.60	156.8	
374	L	20	6	6.2	0.28	0	0	0	0	0	6.48	38.88	95.9	
375	II	16	6	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	26.10	41.2	
376	L	16	12	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	42.36	66.8	
377	L	18	6	4.6	0.28	0	0	0	0	0	4.88	29.28	58.5	
378	L	18	4	8.67	0.28	0	0	0	0	0	8.95	35.80	71.5	
379	L	18	4	7.75	0.28	0	0	0	0	0	8.03	32.12	64.2	
380	II	8	2	2.65	0	0	0	0	0	0	2.65	5.30	2.1	
381	L	18	4	10.24	0.28	0	0	0	0	0	10.52	42.08	84.1	
382	L	18	4	6.18	0.28	0	0	0	0	0	6.46	25.84	51.6	
383	II	16	3	4.3	0	0	0	0	0	0	4.30	12.90	20.4	
384	O	10	318	0.4	0.65	0	0	0	0	0.07	2.24	712.32	439.5	
385	L	18	8	4.43	0.28	0	0	0	0	0	4.71	37.68	75.3	
386	L	18	8	10.66	0.28	0	0	0	0	0	10.94	87.52	174.9	
387	L	18	8	10.87	0.28	0	0	0	0	0	11.15	89.20	178.2	
388	II	12	6	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	26.10	23.2	

MARCA500														
501	C	18	25	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	122.25	244.3	
502	C	18	25	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	112.25	224.3	
503	C	16	16	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	78.24	123.5	
504	C	16	34	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	152.66	240.9	
505	C	16	59	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	208.86	329.6	
506	C	16	18	3.05	0.22	0	0	0	0	0	3.49	62.82	99.1	
507	L	14	27	8.57	0	0	0	0	0	0.2	8.77	236.79	286.0	
508	II	14	11	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	129.80	156.8	
509	L	14	11	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	128.15	154.8	
510	L	10	6	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	69.90	43.1	
511	II	12	16	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	188.80	167.7	
512	L	12	16	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	186.40	165.5	
513	C	18	57	3.55	0.11	0	0	0	0	0	3.77	214.89	429.4	
514	C	18	90	3.65	0.11	0	0	0	0	0	3.87	348.30	695.9	
515	C	18	27	3.1	0.11	0	0	0	0	0	3.32	89.64	179.1	
516	L	14	42	8.27	0	0	0	0	0	0.2	8.47	355.74	429.7	
517	L	10	42	8.15	0	0	0	0	0	0.2	8.35	350.70	216.4	
518	L	14	18	4.03	0	0	0	0	0	0.2	4.23	76.14	92.0	
519	L	14	18	11.06	0	0	0	0	0	0.2	11.26	202.68	244.8	
RESUMEN MATERIALES														
φ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	57.0	4289.8	98.5	71.0	198.1	946.3	919.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO (Kg)	22.5	2646.8	87.5	85.8	312.7	1890.6	2266.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 11835 HORMIGON f'c = 280 Kg/cm2 ACERO fy = 4200 Kg/cm2														

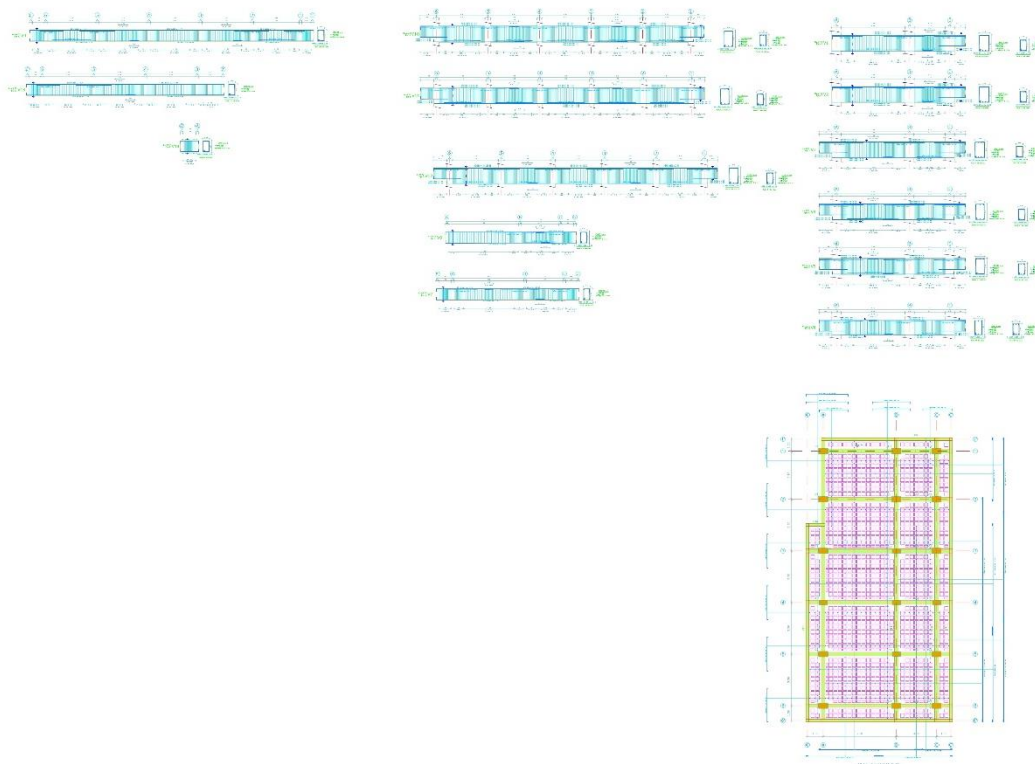
Nv+6.48



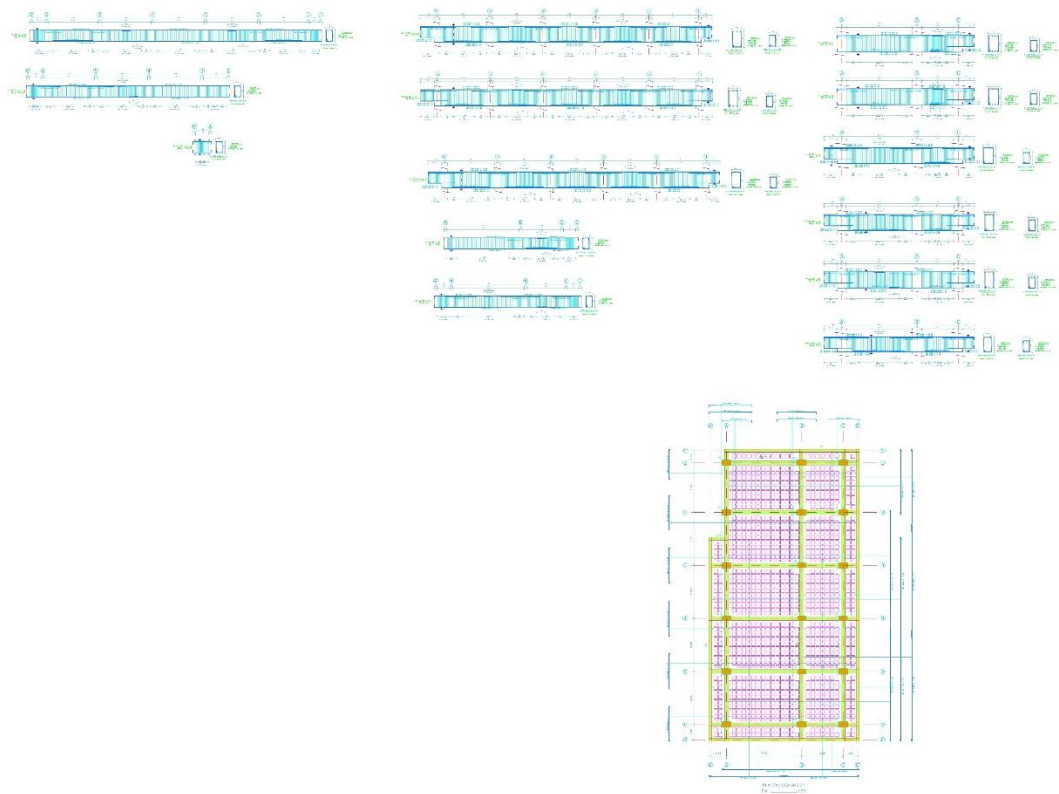
Losas P2-P4

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS500														
MARCA500														
501	C	18	41	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	200.49	400.6	
502	C	18	59	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	264.91	529.3	
503	C	18	59	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	208.86	417.3	
504	C	18	18	3.05	0.22	0	0	0	0	0	3.49	62.82	125.5	
505	L	14	27	8.57	0	0	0	0	0	0.2	8.77	236.79	286.0	
506	II	14	11	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	129.80	156.8	
507	L	14	11	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	128.15	154.8	
508	L	10	9	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	104.85	64.7	
509	II	12	16	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	188.80	167.7	
510	L	12	16	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	186.40	165.5	
511	C	18	58	3.55	0.11	0	0	0	0	0	3.77	218.66	436.9	
512	C	18	90	3.65	0.11	0	0	0	0	0	3.87	348.30	695.9	
513	C	18	31	3.1	0.11	0	0	0	0	0	3.32	102.92	205.6	
514	L	14	46	8.27	0	0	0	0	0	0.2	8.47	389.62	470.7	
515	L	10	42	8.15	0	0	0	0	0	0.2	8.35	350.70	216.4	
516	L	14	19	4.03	0	0	0	0	0	0.2	4.23	80.37	97.1	
517	L	14	18	11.06	0	0	0	0	0	0.2	11.26	202.68	244.8	
RESUMEN MATERIALES														
ϕ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	0.0	455.6	375.2	1167.4	0.0	1407.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO(Kg)	0.0	281.1	333.2	1410.2	0.0	2811.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 4836														
HORMIGON f'c = 280 Kg/cm2														
ACERO fy = 4200 Kg/cm2														

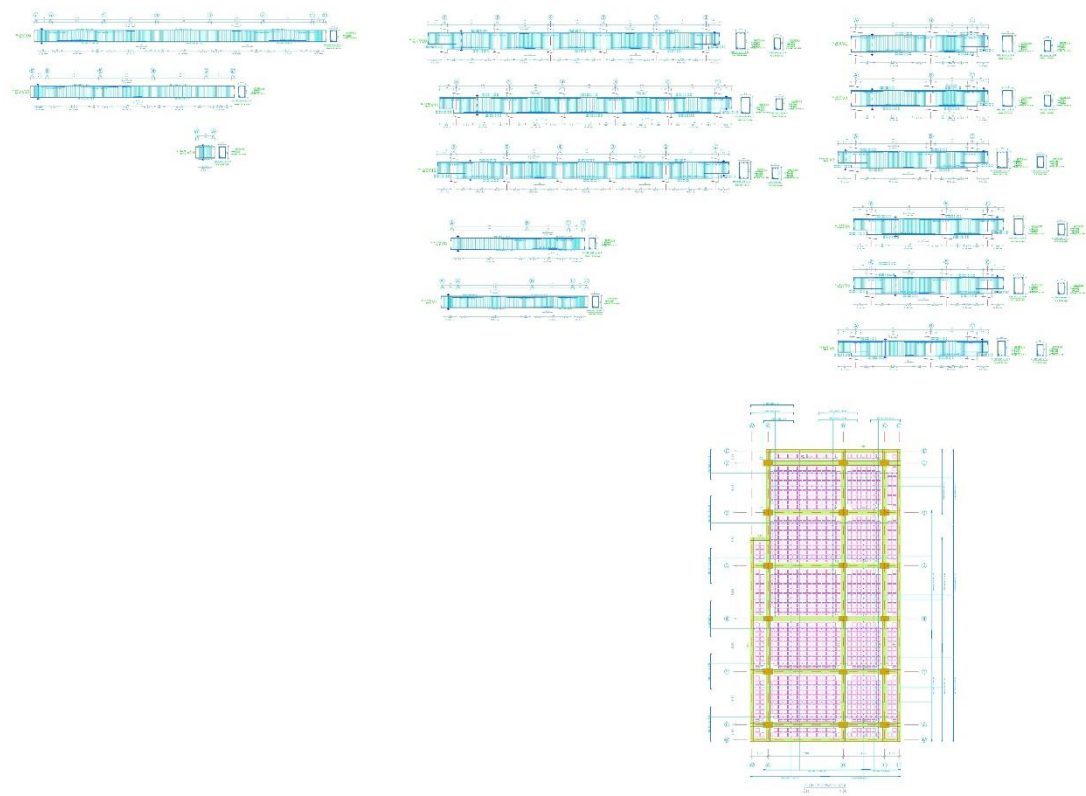
Nv+9.72



Nv+12.96



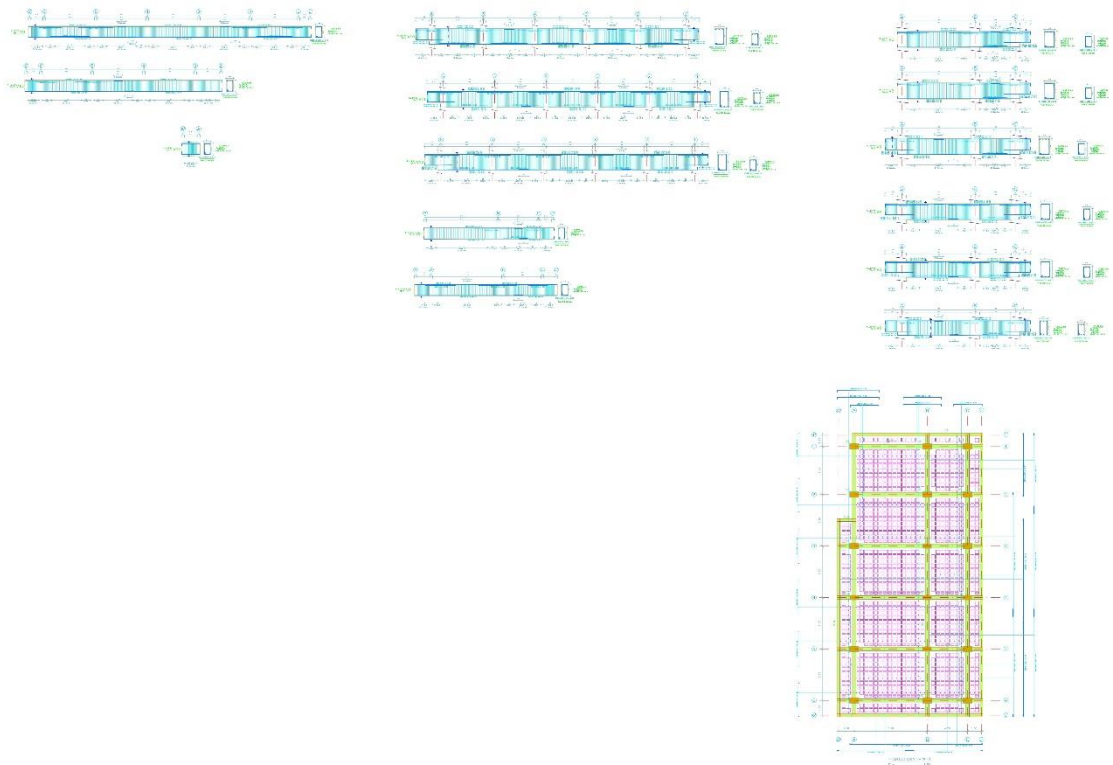
Nv+16.20

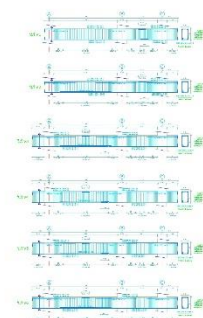
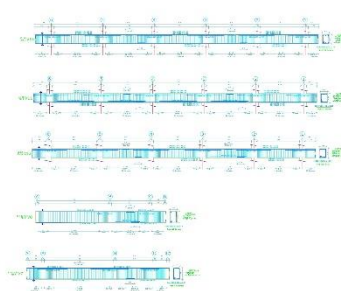
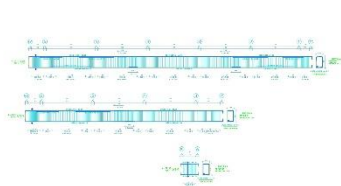


Losas P5-P6:

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS 500														
MARCA 500														
501	C	18	25	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	122.25	244.3	
502	C	18	25	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	112.25	224.3	
503	C	16	16	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	78.24	123.5	
504	C	16	34	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	152.66	240.9	
505	C	16	59	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	208.86	329.6	
506	C	16	18	3.05	0.22	0	0	0	0	0	3.49	62.82	99.1	
507	L	14	27	8.57	0	0	0	0	0	0.2	8.77	236.79	286.0	
508	II	14	11	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	129.80	156.8	
509	L	14	11	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	128.15	154.8	
510	L	10	6	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	69.90	43.1	
511	II	12	16	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	188.80	167.7	
512	L	12	16	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	186.40	165.5	
513	C	18	57	3.55	0.11	0	0	0	0	0	3.77	214.89	429.4	
514	C	18	90	3.65	0.11	0	0	0	0	0	3.87	348.30	695.9	
515	C	18	27	3.1	0.11	0	0	0	0	0	3.32	89.64	179.1	
516	L	14	42	8.27	0	0	0	0	0	0.2	8.47	355.74	429.7	
517	L	10	42	8.15	0	0	0	0	0	0.2	8.35	350.70	216.4	
518	L	14	18	4.03	0	0	0	0	0	0.2	4.23	76.14	92.0	
519	L	14	18	11.06	0	0	0	0	0	0.2	11.26	202.68	244.8	
RESUMEN MATERIALES														
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	0.0	420.6	375.2	1129.3	502.6	887.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO (Kg)	0.0	259.5	333.2	1364.2	793.1	1772.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 4523														
HORMIGON f'c = 280 Kg/cm2														
ACERO fy= 4200 Kg/cm2														

Nv+19.44

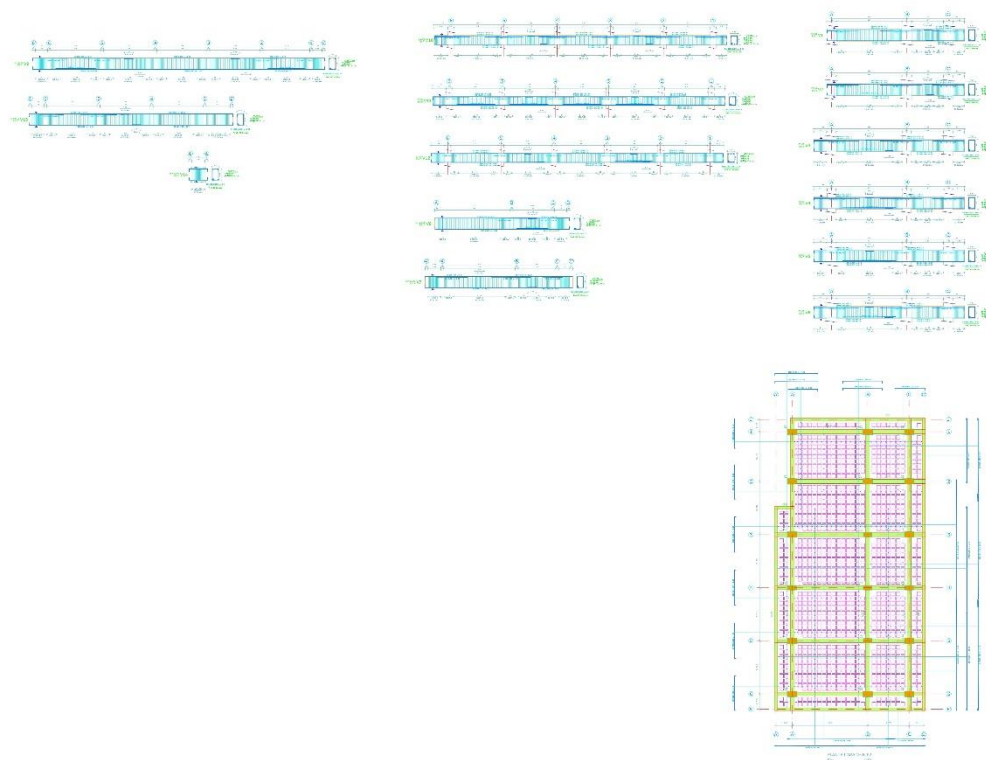


Nv+22.68

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS 300														
MARCA 300														
301	C	18	4	1.92	0.28	0	0	0	0	0	2.48	9.92	19.8	
302	O	10	1371	0.25	0.45	0	0	0	0	0.07	1.54	2111.34	1302.7	
303	L	18	2	10.44	0.28	0	0	0	0	0	10.72	21.44	42.8	
304	L	18	4	11.54	0.28	0	0	0	0	0	11.82	47.28	94.5	
305	L	18	2	11.59	0.28	0	0	0	0	0	11.87	23.74	47.4	
306	L	18	4	10.39	0.28	0	0	0	0	0	10.67	42.68	85.3	
307	II	12	1	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	3.75	3.3	
308	II	12	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	4.4	
309	L	18	2	8.57	0.28	0	0	0	0	0	8.85	17.70	35.4	
310	II	18	4	11.9	0	0	0	0	0	0	11.90	47.60	95.1	
311	II	8	1	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	3.85	1.5	
312	II	8	5	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	20.75	8.2	
313	L	18	2	9.72	0.28	0	0	0	0	0	10.00	20.00	40.0	
314	II	10	3	2.25	0	0	0	0	0	0	2.25	6.75	4.2	
315	II	10	2	3.65	0	0	0	0	0	0	3.65	7.30	4.5	
316	II	10	2	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	7.50	4.6	
317	II	14	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	5.9	
318	L	18	2	3.73	0.28	0	0	0	0	0	4.01	8.02	16.0	
319	L	18	2	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	22.68	45.3	
320	II	10	1	3.2	0	0	0	0	0	0	3.20	3.20	2.0	
321	L	18	2	4.27	0.28	0	0	0	0	0	4.55	9.10	18.2	
322	L	18	2	10.52	0.28	0	0	0	0	0	10.80	21.60	43.2	
323	II	12	3	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	6.15	5.5	
324	L	18	2	4.62	0.28	0	0	0	0	0	4.90	9.80	19.6	
325	L	18	2	11.5	0.28	0	0	0	0	0	11.78	23.56	47.1	
326	L	18	2	10.07	0.28	0	0	0	0	0	10.35	20.70	41.4	
327	L	18	2	6.05	0.28	0	0	0	0	0	6.33	12.66	25.3	
328	II	8	4	2	0	0	0	0	0	0	2.00	8.00	3.2	
329	II	8	2	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	8.10	3.2	
330	II	8	3	3.2	0	0	0	0	0	0	3.20	9.60	3.8	
331	L	14	9	8.32	0.28	0	0	0	0	0	8.60	77.40	93.5	
332	II	14	9	11.65	0	0	0	0	0	0	11.65	104.85	126.7	
333	L	14	9	11.65	0.28	0	0	0	0	0	11.93	107.37	129.7	
334	II	10	2	3.9	0	0	0	0	0	0	3.90	7.80	4.8	
335	L	14	6	9.62	0.28	0	0	0	0	0	9.90	59.40	71.8	
336	II	14	6	11.67	0	0	0	0	0	0	11.67	70.02	84.6	
337	L	14	6	10.33	0.28	0	0	0	0	0	10.61	63.66	76.9	
338	II	18	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	22.5	
339	II	16	6	3.9	0	0	0	0	0	0	3.90	23.40	36.9	
340	II	16	9	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	34.20	54.0	
341	L	14	2	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	6.96	8.4	
342	L	16	3	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	11.79	18.6	
343	O	10	696	0.25	0.35	0	0	0	0	0.07	1.34	932.64	575.4	
344	II	8	2	3.95	0	0	0	0	0	0	3.95	7.90	3.1	
345	II	8	2	4	0	0	0	0	0	0	4.00	8.00	3.2	
346	L	14	3	9.64	0.28	0	0	0	0	0	9.92	29.76	36.0	
347	II	14	3	11.68	0	0	0	0	0	0	11.68	35.04	42.3	
348	L	14	3	10.3	0.28	0	0	0	0	0	10.58	31.74	38.3	
349	II	16	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	17.8	
350	II	16	3	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	11.55	18.2	
351	L	16	3	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	10.44	16.5	
352	L	16	3	3.7	0.28	0	0	0	0	0	3.98	11.94	18.8	
353	II	14	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	13.6	
354	II	14	6	3.9	0	0	0	0	0	0	3.90	23.40	28.3	
355	II	14	3	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	11.40	13.8	
356	L	12	3	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	10.44	9.3	
357	L	14	3	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	11.79	14.2	
358	L	16	3	8.22	0.28	0	0	0	0	0	8.50	25.50	40.2	
359	L	16	3	8.1	0.28	0	0	0	0	0	8.38	25.14	39.7	
360	II	8	1	5.45	0	0	0	0	0	0	5.45	5.45	2.2	
361	L	16	6	10.22	0.28	0	0	0	0	0	10.50	63.00	99.4	
362	L	16	6	6.1	0.28	0	0	0	0	0	6.38	38.28	60.4	
363	II	16	6	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	26.10	41.2	
364	L	8	3	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	10.59	4.2	
365	L	16	3	4.6	0.28	0	0	0	0	0	4.88	14.64	23.1	
366	L	16	9	8.17	0.28	0	0	0	0	0	8.45	76.05	120.0	
367	L	16	9	8.15	0.28	0	0	0	0	0	8.43	75.87	119.7	
368	II	12	9	5.5	0	0	0	0	0	0	5.50	49.50	44.0	
369	L	16	6	10.19	0.28	0	0	0	0	0	10.47	62.82	99.1	
370	L	16	6	6.13	0.28	0	0	0	0	0	6.41	38.46	60.7	
371	II	20	6	4.3	0	0	0	0	0	0	4.30	25.80	63.6	
372	L	10	15	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	52.95	32.7	
373	L	20	9	4.6	0.28	0	0	0	0	0	4.88	43.92	108.3	
374	II	20	6	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	26.10	64.4	
375	L	16	6	3.93	0.28	0	0	0	0	0	4.21	25.26	39.9	
376	L	16	6	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	68.04	107.4	
377	II	12	3	5.45	0	0	0	0	0	0	5.45	16.35	14.5	
378	L	16	6	4.18	0.28	0	0	0	0	0	4.46	26.76	42.2	
379	L	16	6	10.81	0.28	0	0	0	0	0	11.09	66.54	105.0	
380	L	20	3	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	10.59	26.1	
381	L	16	3	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	10.59	16.7	

MARCA500														
501	C	18	25	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	122.25	244.3	
502	C	18	25	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	112.25	224.3	
503	C	18	16	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	78.24	156.3	
504	C	18	34	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	152.66	305.0	
505	C	18	59	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	208.86	417.3	
506	C	18	18	3.05	0.22	0	0	0	0	0	3.49	62.82	125.5	
507	L	14	27	8.57	0	0	0	0	0	0.2	8.77	236.79	286.0	
508	II	14	11	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	129.80	156.8	
509	L	14	11	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	128.15	154.8	
510	L	10	6	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	69.90	43.1	
511	II	12	16	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	188.80	167.7	
512	L	12	16	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	186.40	165.5	
513	C	18	57	3.55	0.11	0	0	0	0	0	3.77	214.89	429.4	
514	C	18	90	3.65	0.11	0	0	0	0	0	3.87	348.30	695.9	
515	C	18	27	3.1	0.11	0	0	0	0	0	3.32	89.64	179.1	
516	L	14	42	8.27	0	0	0	0	0	0.2	8.47	355.74	429.7	
517	L	10	42	8.15	0	0	0	0	0	0.2	8.35	350.70	216.4	
518	L	14	18	4.03	0	0	0	0	0	0.2	4.23	76.14	92.0	
519	L	14	18	11.06	0	0	0	0	0	0.2	11.26	202.68	244.8	
RESUMEN MATERIALES														
φ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	82.2	3129.5	91.1	648.9	757.6	369.7	106.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO (Kg)	32.5	1930.9	80.9	783.9	1195.5	738.7	262.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 9768 HORMIGON f'c = 280 Kg/cm2 ACERO fy = 4200 Kg/cm2														

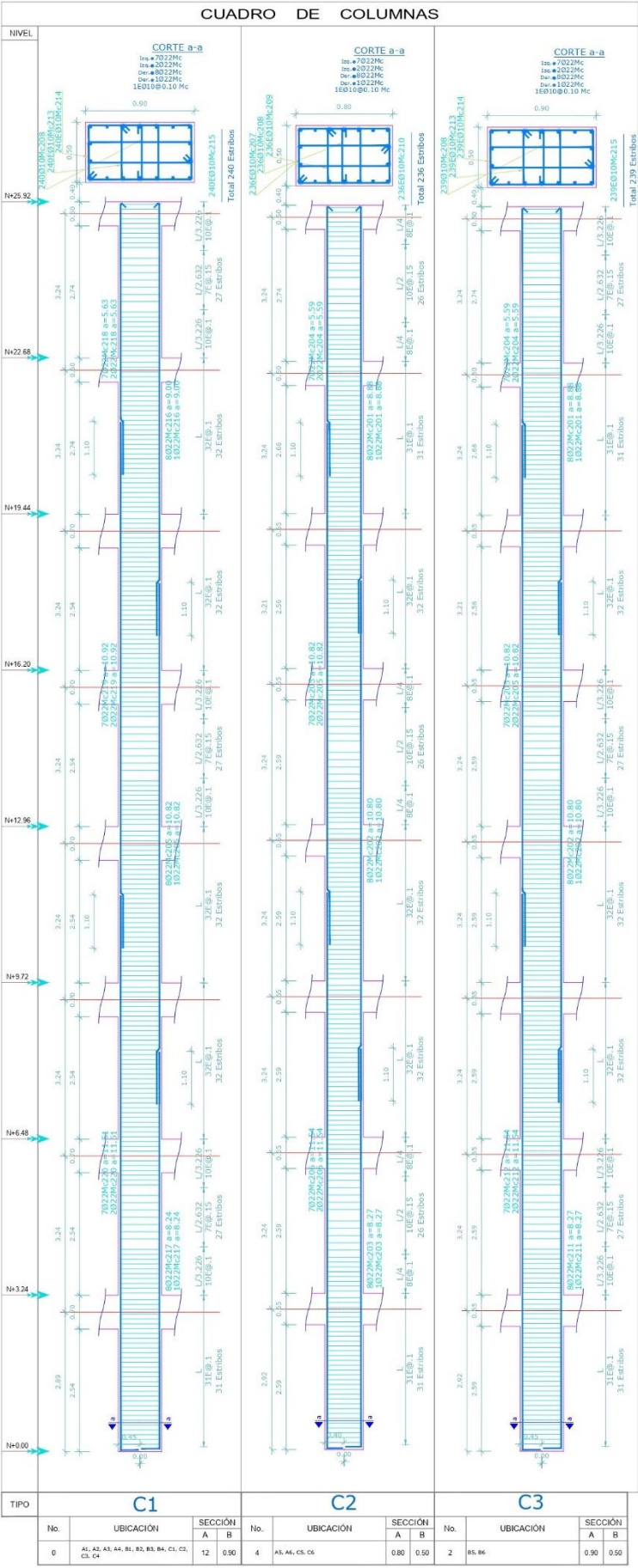
Nv+25.92



PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS300														
MARCA300														
301	C	18	4	1.92	0.28	0	0	0	0	0	2.48	9.92	19.8	
302	O	10	1352	0.25	0.45	0	0	0	0	0.07	1.54	2082.08	1284.6	
303	L	18	2	10.44	0.28	0	0	0	0	0	10.72	21.44	42.8	
304	L	18	4	11.54	0.28	0	0	0	0	0	11.82	47.28	94.5	
305	L	18	2	11.59	0.28	0	0	0	0	0	11.87	23.74	47.4	
306	L	18	4	10.39	0.28	0	0	0	0	0	10.67	42.68	85.3	
307	II	12	1	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	3.75	3.3	
308	II	12	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	4.4	
309	L	18	2	8.57	0.28	0	0	0	0	0	8.85	17.70	35.4	
310	II	18	4	11.9	0	0	0	0	0	0	11.90	47.60	95.1	
311	II	8	1	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	3.85	1.5	
312	II	8	5	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	20.75	8.2	
313	L	18	2	9.72	0.28	0	0	0	0	0	10.00	20.00	40.0	
314	II	10	3	2.25	0	0	0	0	0	0	2.25	6.75	4.2	
315	II	10	2	3.65	0	0	0	0	0	0	3.65	7.30	4.5	
316	II	10	2	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	7.50	4.6	
317	II	14	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	5.9	
318	L	18	2	3.73	0.28	0	0	0	0	0	4.01	8.02	16.0	
319	L	18	2	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	22.68	45.3	
320	II	10	1	3.2	0	0	0	0	0	0	3.20	3.20	2.0	
321	L	18	2	4.27	0.28	0	0	0	0	0	4.55	9.10	18.2	
322	L	18	2	10.52	0.28	0	0	0	0	0	10.80	21.60	43.2	
323	II	12	3	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	6.15	5.5	
324	L	18	2	4.62	0.28	0	0	0	0	0	4.90	9.80	19.6	
325	L	18	2	11.5	0.28	0	0	0	0	0	11.78	23.56	47.1	
326	L	18	2	10.07	0.28	0	0	0	0	0	10.35	20.70	41.4	
327	L	18	2	6.05	0.28	0	0	0	0	0	6.33	12.66	25.3	
328	II	8	4	2	0	0	0	0	0	0	2.00	8.00	3.2	
329	II	8	2	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	8.10	3.2	
330	II	8	3	3.2	0	0	0	0	0	0	3.20	9.60	3.8	
331	L	14	9	8.32	0.28	0	0	0	0	0	8.60	77.40	93.5	
332	II	14	9	11.65	0	0	0	0	0	0	11.65	104.85	126.7	
333	L	14	9	11.65	0.28	0	0	0	0	0	11.93	107.37	129.7	
334	II	10	2	3.9	0	0	0	0	0	0	3.90	7.80	4.8	
335	L	14	6	9.62	0.28	0	0	0	0	0	9.90	59.40	71.8	
336	II	14	6	11.67	0	0	0	0	0	0	11.67	70.02	84.6	
337	L	14	6	10.33	0.28	0	0	0	0	0	10.61	63.66	76.9	
338	II	18	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	22.5	
339	II	16	6	3.9	0	0	0	0	0	0	3.90	23.40	36.9	
340	II	16	9	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	34.20	54.0	
341	L	14	2	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	6.96	8.4	
342	L	16	3	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	11.79	18.6	
343	O	10	695	0.25	0.35	0	0	0	0	0.07	1.34	931.30	574.6	
344	II	8	2	3.95	0	0	0	0	0	0	3.95	7.90	3.1	
345	II	8	2	4	0	0	0	0	0	0	4.00	8.00	3.2	
346	L	14	3	9.64	0.28	0	0	0	0	0	9.92	29.76	36.0	
347	II	14	3	11.68	0	0	0	0	0	0	11.68	35.04	42.3	
348	L	14	3	10.3	0.28	0	0	0	0	0	10.58	31.74	38.3	
349	II	16	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	17.8	
350	II	16	3	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	11.55	18.2	
351	L	16	3	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	10.44	16.5	
352	L	16	3	3.7	0.28	0	0	0	0	0	3.98	11.94	18.8	
353	II	14	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	13.6	
354	II	14	6	3.9	0	0	0	0	0	0	3.90	23.40	28.3	
355	II	14	3	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	11.40	13.8	
356	L	12	3	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	10.44	9.3	
357	L	14	3	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	11.79	14.2	
358	L	16	3	8.22	0.28	0	0	0	0	0	8.50	25.50	40.2	
359	L	16	3	8.1	0.28	0	0	0	0	0	8.38	25.14	39.7	
360	II	8	1	5.45	0	0	0	0	0	0	5.45	5.45	2.2	
361	L	16	6	10.22	0.28	0	0	0	0	0	10.50	63.00	99.4	
362	L	16	6	6.1	0.28	0	0	0	0	0	6.38	38.28	60.4	
363	II	16	6	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	26.10	41.2	
364	L	8	3	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	10.59	4.2	
365	L	16	3	4.6	0.28	0	0	0	0	0	4.88	14.64	23.1	
366	L	16	9	8.17	0.28	0	0	0	0	0	8.45	76.05	120.0	
367	L	16	9	8.15	0.28	0	0	0	0	0	8.43	75.87	119.7	
368	II	12	9	5.5	0	0	0	0	0	0	5.50	49.50	44.0	
369	L	16	6	10.19	0.28	0	0	0	0	0	10.47	62.82	99.1	
370	L	16	6	6.13	0.28	0	0	0	0	0	6.41	38.46	60.7	
371	II	20	6	4.3	0	0	0	0	0	0	4.30	25.80	63.6	
372	L	10	15	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	52.95	32.7	
373	L	20	9	4.6	0.28	0	0	0	0	0	4.88	43.92	108.3	
374	II	20	6	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	26.10	64.4	
375	L	16	6	3.93	0.28	0	0	0	0	0	4.21	25.26	39.9	
376	L	16	6	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	68.04	107.4	
377	II	12	3	5.45	0	0	0	0	0	0	5.45	16.35	14.5	
378	L	16	6	4.18	0.28	0	0	0	0	0	4.46	26.76	42.2	
379	L	16	6	10.81	0.28	0	0	0	0	0	11.09	66.54	105.0	
380	L	20	3	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	10.59	26.1	
381	L	16	3	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	10.59	16.7	

MARCA500														
501	C	10	41	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	200.49	123.7	
502	C	10	59	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	264.91	163.4	
503	C	10	59	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	208.86	128.9	
504	C	10	18	3.05	0.22	0	0	0	0	0	3.49	62.82	38.8	
505	L	10	27	8.57	0	0	0	0	0	0.2	8.77	236.79	146.1	
506	II	10	27	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	318.60	196.6	
507	L	10	33	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	384.45	237.2	
508	C	18	57	3.55	0.11	0	0	0	0	0	3.77	214.89	429.4	
509	C	18	90	3.65	0.11	0	0	0	0	0	3.87	348.30	695.9	
510	C	18	27	3.1	0.11	0	0	0	0	0	3.32	89.64	179.1	
511	L	10	42	8.27	0	0	0	0	0	0.2	8.47	355.74	219.5	
512	L	10	42	8.15	0	0	0	0	0	0.2	8.35	350.70	216.4	
513	L	10	18	4.03	0	0	0	0	0	0.2	4.23	76.14	47.0	
514	L	10	18	11.06	0	0	0	0	0	0.2	11.26	202.68	125.1	
RESUMEN MATERIALES														
φ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	82.2	3098.9	91.1	648.9	757.6	369.7	106.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO(Kg)	32.5	1912.0	80.9	783.9	1195.5	738.7	262.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 7953 HORMIGON f'c = 280 Kg/cm2 ACERO fy = 4200 Kg/cm2														

Diseño y planilla aceros columnas:



PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS200														
MARCA200														
201	L	22	27	8.97	0.15	0	0	0	0	0	9.12	246.24	734.8	
202	II	22	27	10.83	0	0	0	0	0	0	10.83	292.41	872.6	
203	L	22	27	8.26	0.42	0	0	0	0	0	8.68	234.36	699.3	
204	L	22	162	5.63	0.15	0	0	0	0	0	5.78	936.36	2794.1	
205	II	22	27	10.89	0	0	0	0	0	0	10.89	294.03	877.4	
206	L	22	27	11.54	0.42	0	0	0	0	0	11.96	322.92	963.6	
207	O	10	3159	0.2	0.95	0	0	0	0	0.07	2.44	7707.96	4755.8	
208	I	10	3159	0.55	0	0	0	0	0	0.07	0.69	2179.71	1344.9	
209	O	10	3159	0.55	0.34	0	0	0	0	0.07	1.92	6065.28	3742.3	
210	O	10	3159	0.55	0.95	0	0	0	0	0.07	3.14	9919.26	6120.2	
211	L	22	135	9	0.15	0	0	0	0	0	9.15	1235.25	3686.0	
212	II	22	135	10.82	0	0	0	0	0	0	10.82	1460.70	4358.7	
213	L	22	45	8.24	0.37	0	0	0	0	0	8.61	387.45	1156.2	
214	II	22	135	10.92	0	0	0	0	0	0	10.92	1474.20	4399.0	
215	L	22	45	11.51	0.37	0	0	0	0	0	11.88	534.60	1595.2	
216	O	10	1200	0.17	0.85	0	0	0	0	0.07	2.18	2616.00	1614.1	
217	I	10	1200	0.45	0	0	0	0	0	0.07	0.59	708.00	436.8	
218	O	10	1200	0.45	0.3	0	0	0	0	0.07	1.64	1968.00	1214.3	
219	O	10	1200	0.45	0.85	0	0	0	0	0.07	2.74	3288.00	2028.7	
220	L	22	90	8.24	0.42	0	0	0	0	0	8.66	779.40	2325.7	
221	L	22	90	11.51	0.42	0	0	0	0	0	11.93	1073.70	3203.9	
RESUMEN MATERIALES														
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	0.0	34452.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9271.6	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO (Kg)	0.0	21257.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27666.5	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 48924														
HORMIGON f'c = 280 Kg/cm2														
ACERO fy= 4200 Kg/cm2														

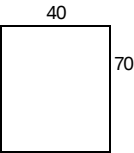
Anexo B: Hormigón f’c 350 kg/cm2

Diseño de viga

Datos necesarios	
b	40
h	70
r	3
d	67
β	0.85
f'c	280
fy	4200
Es	2000000
ϕdeflexión	0.9
ϕcorte	0.75

Datos columnas	
b	0.5
h	0.9

33.5
15
20



Acero mínimo

$$\frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d$$

As1	2.67	cm2
------------	------	-----

$$\frac{1.4}{f_y} * bw * d$$

As2	0.89	cm2
------------	------	-----

As_{min}	2.67	cm2
-------------------------	------	-----

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

Pb	0.0283
-----------	--------

Cuantía balanceada

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

Pmax	0.0142
-------------	--------

Acero máximo

$$As_{max} = \rho_{max} * b_w * d$$

As max	37.97	cm2
---------------	-------	-----

 ϕ 2 cm

Consideraciones laterales	
d/4	16.75
6 ϕ	12
-	20

Consideracion centrales	
d/2	33.5
-	10

Consideraciones para corte

$$0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{bw * s}{f_y}$$

0.3825

$$3.5 * \frac{bw * s}{f_y}$$

0.4000

Ab	1.54	cm2
-----------	------	-----

área de una barra (tabla)

vc	8.87	kg/cm2
-----------	------	--------

n	5.58
----------	------

Diseño a flexión viga pórtico Anivel +8.72 m																
Tramo	V6-6			V6-5			V5-4			V4-3			V3-2			V2-1
Mu(↓)	1.45	0.16	-	30.47	0.01	27.56	26.42	7.54	26.37	26.32	7.57	26.32	27.2	5.88	26.71	30.43
Mu(↑)	0.01	2.85	7.13	-42.15	0.04	38.83	38.21	-	37.89	37.8	0.17	37.69	36.82	-	38.24	36.68

Acero de diseño																
Acero de diseño de etapas																
Tramo	V6-6			V6-5			V5-4			V4-3			V3-2			V2-1
Superior	5.48	6.08	9.17	23.02	14.36	21.6	21.55	13.08	21.78	21.8	13.03	21.65	21.31	13.5	20.77	20.96
Inferior	5.48	5.48	7.04	17.98	15.7	16.77	16.5	14.35	16.85	16.9	14.33	16.79	17.2	14.5	16.02	16.28

Cantidad y diámetros que se asigna cada tramo																
Tramo	V6-6			V6-5			V5-4			V4-3			V3-2			V2-1
Superior	3416	2460	3420	5425	3420	4422	4422	3420	4422	4422	3420	4422	5422	3422	4422	5422
Inferior	3416	2416	3422	5422	3420	3422	3422	3420	3422	3422	3420	3422	5422	4422	4420	5422

Verificación Aemin ≤ A diseño ≤ Amax																
Tramo	V6-6			V6-5			V5-4			V4-3			V3-2			V2-1
Superior	9.42	12.96	15.2	19	9.42	15.2	15.2	9.42	15.2	15.2	9.42	15.2	22.8	11.4	22.8	15.2
Inferior	11.4	11.4	11.4	11.4	9.42	11.4	11.4	9.42	11.4	11.4	9.42	11.4	19	15.2	19	12.66

Refuerzo transversal para viga pórtico Anivel +8.72 m																
Tramo	V6-6			V6-5			V5-4			V4-3			V3-2			V2-1
As	12	20	12	12	20	12	12	20	12	20	12	13.2	25	13.2	12	20
Av/min	0.55	0.75	0.55	0.55	0.75	0.55	0.55	0.75	0.55	0.55	0.75	0.55	0.50	0.94	0.55	0.75

Diseño a corte viga pórtico Anivel +8.72 m																
Tramo	V6-6			V6-5			V5-4			V4-3			V3-2			V2-1
Vu	15.2	15.95	16.62	18.78	11.83	18.3	18.12	11.19	18.14	18.06	11.12	18.06	18.73	11.9	19.68	18.09
Vu _{último} (kN)	43.39	36.20	43.39	43.39	36.20	43.39	36.20	43.39	43.39	36.20	43.39	43.39	41.76	34.05	41.76	43.39

Diseño de columna:

$$\begin{array}{r} 4 \\ 13.67 \\ 13.67 \\ \hline 13.67 \\ 13.67 \\ 13.67 \\ 4 \\ \hline 90 \end{array}$$

Punto 1									
E1	0.003139535	Fs1	4200	F1	63862.30	Mn1	2618992.74		
E2	0.003634615	Fs2	4200	F2	31931.15	Mn2	872997.58		
E3	0.0043151	Fs3	4200	F3	31931.15	Mn3	436498.789		
E4	0.005309899	Fs4	4200	F4	31931.15	Mn4	0.00		
E5	0.006070	Fs5	4200	F5	31931.15	Mn5	-436498.789		
E6	0.0068438	Fs6	4200	F6	31931.15	Mn6	-872997.579		
E7	0.017181818	Fs7	4200	F7	63862.30	Mn7	-2618992.74		
a		90	cm	dist. EN Cc		0	cm		
Cc	1336750	kg							
Ph	1530.34	T							
Mn	0	T*cm							

Punto 2									
E1	0.002866667	Fs1	4200	F1	63862.30	Mn1	2618992.74		
E2	0.00247619	Fs2	4200	F2	31931.15	Mn2	872997.58		
E3	0.002065714	Fs3	4171	F3	31713.93	Mn3	43529.41		
E4	0.001695238	Fs4	3390	F4	25776.62	Mn4	0.00		
E5	0.001304762	Fs5	2610	F5	19639.31	Mn5	-271203.33		
E6	0.000914286	Fs6	1829	F6	13902.00	Mn6	-360080.58		
E7	0.00052381	Fs7	1048	F7	15929.57	Mn7	-653233.49		
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00		
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00		
c		96	cm	punto desde donde se ve					
a	81.6	cm	dist. EN Cc		4.2	cm			
Cc	1213800	kg							
Ph	1416.75	T							
Mn	7718.93	T*cm							

Punto 3									
E1	0.002556667	Fs1	4200	F1	63862.30	Mn1	2618992.74		
E2	0.00216519	Fs2	4200	F2	31931.15	Mn2	872997.58		
E3	0.001774714	Fs3	3549.428571	F3	26985.08	Mn3	368886.02		
E4	0.001384238	Fs4	2768.47619	F4	21047.77	Mn4	0.00		
E5	0.000993762	Fs5	1987.52381	F5	15110.46	Mn5	-205559.94		
E6	0.000613286	Fs6	1236.571429	F6	9173.15	Mn6	-250793.79		
E7	0.00023281	Fs7	425.6180476	F7	-6471.67	Mn7	266455.14		
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00		
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00		
c		80.67	cm	dist. EN Cc		10.71525	cm		
a	68.5695	cm							
Cc	1019971.313	kg							
Ph	1193.61	T							
Mn	14988.17	T*cm							

Punto 4									
E1	0.002044667	Fs1	4099.333333	F1	62179.57	Mn1	2549984.36		
E2	0.00166419	Fs2	3308.309562	F2	25152.48	Mn2	1031503.06		
E3	0.001263714	Fs3	2527.428571	F3	19215.17	Mn3	788013.94		
E4	0.000873238	Fs4	1746.47619	F4	13277.85	Mn4	0.00		
E5	0.000482762	Fs5	965.5238095	F5	7340.54	Mn5	-100345.23		
E6	9.228576e-05	Fs6	194.5714286	F6	-1403.23	Mn6	36364.30		
E7	0.00029819	Fs7	596.3809524	F7	-9068.16	Mn7	371985.09		
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00		
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00		
c		65.34	cm	dist. EN Cc		17.23	cm		
a	55.54	cm							
Cc	826142.625	kg							
Ph	842.84	T							
Mn	18914.26	T*cm							

Punto 5									
E1	0.001533667	Fs1	3067.333333	F1	46638.75	Mn1	1912696.12		
E2	0.00114319	Fs2	2296.380952	F2	17362.56	Mn2	475299.29		
E3	0.000752714	Fs3	1505.428571	F3	11445.25	Mn3	156456.61		
E4	0.000362238	Fs4	724.4761905	F4	5507.94	Mn4	0.00		
E5	2.523816e-05	Fs5	56.47619048	F5	-428.37	Mn5	5869.47		
E6	0.001533667	Fs6	3067.333333	F6	-23319.87	Mn6	637565.37		
E7	0.00114319	Fs7	2296.380952	F7	-34765.13	Mn7	1425717.88		
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00		
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00		
c		50.01	cm	dist. EN Cc		23.75	cm		
a	42.5085	cm							
Cc	632313.9375	kg							
Ph	654.78	T							
Mn	19628.31	T*cm							

Punto 6									
E1	0.001022667	Fs1	2046.333333	F1	31099.92	Mn1	1275407.89		
E2	0.00063219	Fs2	1264.380952	F2	9612.65	Mn2	262809.88		
E3	0.000241714	Fs3	483.4285714	F3	3675.34	Mn3	50241.90		
E4	0.000148762	Fs4	297.5238095	F4	-2261.97	Mn4	0.00		
E5	0.000539238	Fs5	1078.47619	F5	-4094.28	Mn5	112084.18		
E6	0.001533667	Fs6	3067.333333	F6	-23319.87	Mn6	637565.37		
E7	0.00114319	Fs7	2296.380952	F7	-34765.13	Mn7	1425717.88		
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00		
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00		
c		34.68	cm	dist. EN Cc		30.25	cm		
a	29.48	cm							
Cc	438486.25	kg							
Ph	414.33	T							
Mn	17032.83	T*cm							

Punto 7									
E1	0.000511667	Fs1	1023.333333	F1	15660.10	Mn1	638119.66		
E2	0.00012119	Fs2	242.3809524	F2	1842.74	Mn2	50380.47		
E3	0.000269286	Fs3	538.5714286	F3	-4094.57	Mn3	-56972.80		
E4	0.000699762	Fs4	1319.52381	F4	-3303.88	Mn4	0.00		
E5	0.001052028	Fs5	2100.47619	F5	-15969.19	Mn5	218296.88		
E6	0.001533667	Fs6	3067.333333	F6	-23319.87	Mn6	637565.37		
E7	0.00114319	Fs7	2296.380952	F7	-34765.13	Mn7	1425717.88		
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00		
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00		
c		19.35	cm	dist. EN Cc		36.77625	cm		
a	16.4479	cm							
Cc	244656.5625	kg							
Ph	173.88	T							
Mn	11911.66	T*cm							

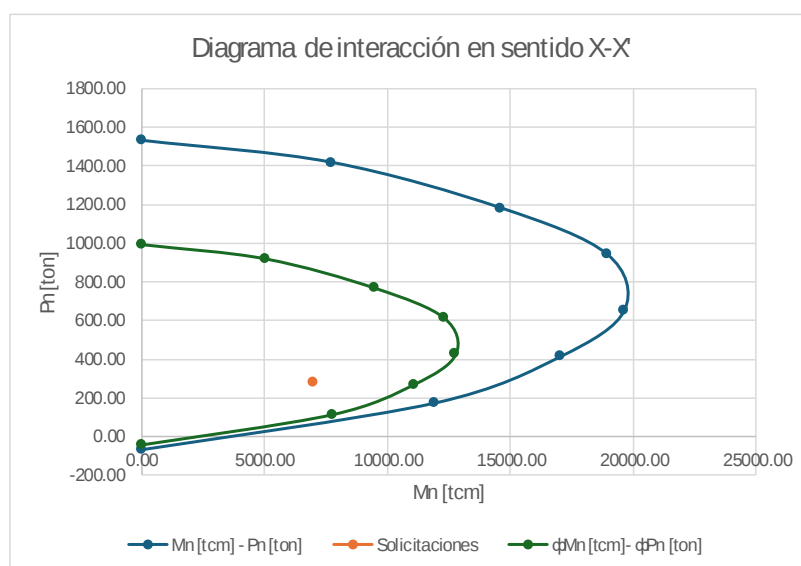
Punto 8									
E1	0	Fs1	0	F1	0.00	Mn1	0.00		
E2	0.000290476	Fs2	780.952381	F2	-8937.51	Mn2	-162226.08		
E3	0.000780952	Fs3	1561.904762	F3	-11874.62	Mn3	-162226.08		
E4	0.001171429	Fs4	2342.857143	F4	-17811.93	Mn4	0.00		
E5	0.001561905	Fs5	3123.809524	F5	-23748.24	Mn5	324652.16		
E6	0.001533667	Fs6	3067.333333	F6	-23319.87	Mn6	637565.37		
E7	0.00114319	Fs7	2296.380952	F7	-34765.13	Mn7	1425717.88		
E8	0	Fs8	0	F8	0.00	Mn8	0.00		
E9	0	Fs9	0	F9	0.00	Mn9	0.00		
c		4	cm	dist. EN Cc		43.30	cm		
a	3.4	cm							
Cc	50575	kg							
Ph	-68.88	T							
Mn	4253.18	T*cm							

Mn[tcm] - Pn[ton]	
Mn[tcm]	Pn[ton]
0.00	1530.34
7718.93	1416.75
14598.17	1181.61
18914.26	942.84
19628.31	654.78
17032.83	414.33
11911.66	173.88
0.00	-66.88

ϕM_n [tcm] - ϕP_n [ton]	
ϕM_n [tcm]	ϕP_n [ton]
0.00	994.72
5017.31	920.89
9488.81	768.05
12294.27	612.84
12758.40	425.60
11071.34	269.31
7742.58	113.02
0.00	-43.47

Valores máximos		
Pu[tonf]	Mux[tonf-cm]	Muy[tonf-cm]
280.820	5402.3	7000

Valores mínimos	
Mux[tonf-cm]	Muy[tonf-cm]
299.168	407.171



Determinación refuerzo transversal		Datos	
$Ag = b * h$		s	10 cm
Ag	4500 cm ²	f'c	350 kg/cm ²
$Ach = (b - 2r) * (h - 2r)$		fy	4200 kg/cm ²
Ach	3444 cm ²	Ag	4500 cm ²
		bc	81 cm
		Ach	3444 cm ²

Refuerzo transversal

$$s = \min \left[\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{columna}; 10(cm) \right]$$

Datos	
b	50 cm
h	90 cm
ϕ	2.2 cm
-	10 cm

b/4	12.5
h/4	22.5
6 ϕ	13.2
-	10

s	10 cm
---	-------

$$l_0 = \max \left[h; b; \frac{Hc}{6}; 45(cm) \right]$$

Datos	
b	50 cm
h	90 cm
Hc	324 cm
-	10 cm

b	50 cm
h	90 cm
Hc/6	54 cm
-	10 cm

lo	90 cm
----	-------

Refuerzo por confinamiento

$$Ash1 = 0.3 * \frac{s * bc * f'c}{fy} * \left[\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right]$$

$$Ash2 = 0.09 * \frac{s * bc * f'c}{fy}$$

Lado mayor	
Ash1	6.21 cm ²
Ash2	6.075 cm ²

Ash	6.21 cm ²
-----	----------------------

Datos	
s	10 cm
f'c	350 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
Ag	4500 cm ²
bc	41 cm
Ach	3444 cm ²

Lado menor	
Ash1	3.14 cm ²
Ash2	3.075 cm ²

Ash	3.14 cm ²
-----	----------------------

Refuerzo a corte	
Datos	
b	50 cm
d	90 cm
f'c	350
fy	4200
ϕ	0.85
Vu	25.96 ton

Resistencia al corte concre.	
vu	14.90 kg/cm ²

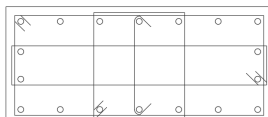
Resistencia al corte concre.	
Vc	9.92 kg/cm ²

Esfuerzo máximo acero transversal	
Vmax	39.66 kg/cm ²

Verificación	
Vu-Vc	4.98 OK

Ramas cortas	
d	81 cm
bw	90 cm
Ag	4500 cm ²
Ach	3444 cm ²
Ash1	6.21 cm ²
Ash2	6.075 cm ²
Ash	6.21 cm ²
ϕ	12 mm
As	1.13 cm ²
#ramas	5.49
Ramas colocadas	5
Ramas colocadas	5 ϕ 12 @10 cm

Ramas largas	
d	41 cm
bw	50 cm
Ag	4500 cm ²
Ach	3444 cm ²
Ash1	3.14 cm ²
Ash2	3.075 cm ²
Ash	3.14 cm ²
ϕ	12 mm
As	1.13 cm ²
#ramas	2.78
Ramas colocadas	3
Ramas colocadas	3 ϕ 12 @10 cm



Modos de vibración:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1.261	0.5226	0.0349	0	0.5226	0.0349	0	0.0096	0.1758	0.2092	0.0096	0.1758	0.2092
Modal	2	1.207	0.0453	0.7502	0	0.568	0.7852	0	0.2021	0.0152	2.42E-06	0.2117	0.191	0.2092
Modal	3	1.086	0.1915	0.0127	0	0.7595	0.7979	0	0.0032	0.0639	0.5648	0.2149	0.255	0.774
Modal	4	0.453	0.0004	0.0925	0	0.7599	0.8904	0	0.4392	0.0016	0.0015	0.6541	0.2565	0.7756
Modal	5	0.417	0.0811	0.0012	0	0.841	0.8916	0	0.0059	0.2905	0.031	0.66	0.547	0.8065
Modal	6	0.37	0.035	0.0004	0	0.876	0.892	0	0.0019	0.1234	0.0757	0.6619	0.6704	0.8822
Modal	7	0.264	1.40E-05	0.0514	0	0.876	0.9434	0	0.17	2.84E-05	0.0002	0.8319	0.6704	0.8824
Modal	8	0.219	0.0285	0.0001	0	0.9045	0.9435	0	0.0005	0.0678	0.0249	0.8323	0.7382	0.9073
Modal	9	0.195	0.0272	0.0001	0	0.9317	0.9436	0	0.0002	0.0677	0.0276	0.8325	0.8059	0.9349
Modal	10	0.166	3.05E-06	0.027	0	0.9317	0.9706	0	0.074	9.10E-06	0.0001	0.9065	0.8059	0.935
Modal	11	0.13	0.0124	0.0001	0	0.9442	0.9707	0	0.0002	0.0342	0.0174	0.9067	0.84	0.9524
Modal	12	0.117	2.17E-05	0.015	0	0.9442	0.9857	0	0.0481	0.0001	9.77E-06	0.9547	0.8401	0.9524
Modal	13	0.115	0.0185	0	0	0.9627	0.9857	0	0	0.0501	0.0121	0.9547	0.8902	0.9645
Modal	14	0.091	0	0.0085	0	0.9627	0.9942	0	0.0274	0	4.34E-06	0.9821	0.8902	0.9645
Modal	15	0.087	0.0063	1.01E-05	0	0.969	0.9942	0	3.16E-05	0.0178	0.0115	0.9822	0.908	0.976
Modal	16	0.077	0.0122	7.51E-06	0	0.9812	0.9942	0	2.31E-05	0.0351	0.006	0.9822	0.9432	0.9821
Modal	17	0.076	1.91E-06	0.0044	0	0.9812	0.9987	0	0.0132	5.52E-06	1.22E-05	0.9954	0.9432	0.9821
Modal	18	0.068	0	0.0013	0	0.9812	1	0	0.0045	0	0	1	0.9432	0.9821
Modal	19	0.064	0.0033	4.94E-06	0	0.9845	1	0	1.61E-05	0.0101	0.0075	1	0.9533	0.9895
Modal	20	0.056	0.0078	9.48E-07	0	0.9923	1	0	3.10E-06	0.0235	0.0032	1	0.9767	0.9927
Modal	21	0.052	0.0016	2.40E-06	0	0.9939	1	0	7.13E-06	0.0049	0.0041	1	0.9816	0.9968
Modal	22	0.045	0.004	0	0	0.9979	1	0	1.34E-06	0.0119	0.0017	1	0.9935	0.9986
Modal	23	0.045	0.0007	5.37E-07	0	0.9987	1	0	1.85E-06	0.0023	0.001	1	0.9958	0.9996
Modal	24	0.04	0.0013	0	0	1	1	0	0	0.0042	0.0004	1	1	1

Centros de masa y rigidez:

Centros de masa y rigidez											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		tonf-s²/m	tonf-s²/m	m	m	tonf-s²/m	tonf-s²/m	m	m	m	m
Story1	D1	44.22918	44.22918	8.0032	14.8779	44.22918	44.22918	8.0032	14.8779	8.3335	16.0358
Story2	D2	44.22918	44.22918	8.0032	14.8779	44.22918	44.22918	8.0032	14.8779	8.3401	16.0801
Story3	D3	44.09588	44.09588	8.0023	14.8832	44.09588	44.09588	8.0023	14.8832	8.3426	16.0985
Story4	D4	44.09588	44.09588	8.0023	14.8832	44.09588	44.09588	8.0023	14.8832	8.344	16.1066
Story5	D5	44.09588	44.09588	8.0023	14.8832	44.09588	44.09588	8.0023	14.8832	8.3449	16.1076
Story6	D6	44.09588	44.09588	8.0023	14.8832	44.09588	44.09588	8.0023	14.8832	8.3461	16.1002
Story7	D7	39.49244	39.49244	7.9982	14.7757	39.49244	39.49244	7.9982	14.7757	8.3566	16.0525
Story8	D8	31.52201	31.52201	7.9983	14.6722	31.52201	31.52201	7.9983	14.6722	8.3867	15.9295

Volúmenes en obra:

f'c 350						
Niveles [m]	Secciones dirección X		# tramos	Secciones dirección Y		# tramos
	Dirección X	Longitud total [m]		Dirección Y	Longitud total [m]	
Nv.+3.24	70x40	12.09	4	70x40	29.98	3
	65x35	12.09	2	50x30	29.98	1
	50x30	13.6	1		20.85	1
		15.28	1	-	-	-
Nv.+6.48	70x40	12.09	4	70x40	29.98	3
	65x35	12.09	2	50x30	29.98	1
	50x30	13.6	1		20.85	1
		15.28	1	-	-	-
Nv.+9.72	70x40	12.09	4	70x40	29.98	3
	65x35	12.09	2	50x30	29.98	1
	50x30	13.6	1		20.85	1
		15.28	1	-	-	-
Nv.+12.96	70x40	12.09	4	70x40	29.98	3
	65x35	12.09	2	50x30	29.98	1
	50x30	13.6	1		20.85	1
		15.28	1	-	-	-
Nv.+16.2	70x40	12.09	4	70x40	29.98	3
	65x35	12.09	2	50x30	29.98	1
	50x30	13.6	1		20.85	1
		15.28	1	-	-	-
Nv.+19.44	70x40	12.09	4	70x40	29.98	3
	65x35	12.09	2	50x30	29.98	1
	50x30	13.6	1		20.85	1
		15.28	1	-	-	-
Nv.+22.68	50x30	12.09	6	40x30	29.98	3
	50x30	13.6	1	50x30	29.98	1
	50x30	15.25	1	50x30	20.85	1
	-	-	-	-	-	-
Nv.+25.92	50x30	12.09	6	40x30	29.98	3
	50x30	13.6	1	50x30	29.98	1
	50x30	15.25	1	50x30	20.85	1
	-	-	-	-	-	-

Secciones unitarios pisos 3-8 para vigas de balcones					
Dirección X			Dirección Y		
Secciones	Longitud	# Vigas por piso	Secciones	Longitud	# Vigas por piso
50x30	1.51	6	50x30	1.26	3
	1.68	5		1.58	3

Secciones unitarios pisos 1-2 para vigas de balcones					
Dirección X			Dirección Y		
Secciones	Longitud	# Vigas por piso	Secciones	Longitud	# Vigas por piso
50x30	1.51	6	65x35	1.26	3
	1.68	5		1.58	3

Resumen secciones finales vigas con f'c 350						
Niveles [m]	Secciones dirección X		# tramos por piso	Secciones dirección Y		# tramos por piso
	Dirección X	Longitud total [m]		Dirección Y	Longitud total [m]	
Nv.+3.24 a Nv.+19.44	70x40	12.09	4	70x40	29.98	3
	65x35	12.09	2	50x30	29.98	1
	50x30	13.6	1		20.85	1
		15.28	1	-	-	-
Nv.+22.68 a Nv.+25.92	50x30	12.09	6	40x30	29.98	3
	50x30	13.6	1	50x30	29.98	1
	50x30	15.25	1	50x30	20.85	1
	-	-	-	-	-	-

Resumen secciones finales columnas con f'c 350				
Niveles [m]	Columnas	Secciones finales		# columnas por piso
		Largo [cm]	Ancho [cm]	
Nv.+3.24 a Nv.+25.92	1A, 1B, 1C, 2A, 2B, 2C, 3A, 3B, 3C, 4A, 4B, 4C, 5B, 6B	90	50	14
Nv.+3.24 a Nv.+25.92	5A, 5C, 6A, 6C	80	50	4

Volumen de concreto en vigas

# pisos	8	6
---------	---	---

Vigas losa sentido X

V70x45

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V70x40

b	0.4	m
h	0.7	m
l	12.09	m
# tramos	4	u

V65x35

b	0.35	m
h	0.65	m
l	12.09	m
# tramos	2	u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V1	13.54	m3
E	106.39	m2

V1	5.50	m3
E	48.36	m2

Vigas envolado sentido X

V50x30 Tipo I

b	0.3	m
h	0.5	m
l	1.51	m
# tramos	6	u

V70x40 Tipo I

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V65x35 Tipo I

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V50x30 Tipo I

b	0.3	m
h	0.5	m
l	13.6	m
# tramos	1	u

V1	1.36	m3
E	14.50	m2

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V1	2.04	m3
E	21.76	m2

V50x30 Tipo II

b	0.3	m
h	0.5	m
l	1.68	m
# tramos	5	u

V70x40 Tipo II

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V65x35 Tipo II

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V50x30 Tipo II

b	0.3	m
h	0.5	m
l	15.28	m
# tramos	1	u

V1	1.26	m3
E	13.44	m2

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V1	2.29	m3
E	24.45	m2

Vigas losa sentido Y

V70x40

b	0.7	m
h	0.4	m
l	27.15	m
# tramos	3	u

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	22.81	m3
E	179.19	m2

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

Vigas en volado sentido Y			
V65x35 Tipo I		V50x30 Tipo I	
b	0.35	b	0.5
h	0.65	h	0.3
l	1.26	l	29.98
#tramos	3	#tramos	1
V1	0.86	V1	4.50
E	7.56	E	47.97
V65x35 Tipo II		V50x30 Tipo II	
b	0.35	b	0.5
h	0.65	h	0.3
l	1.58	l	20.85
#vigas	3	#tramos	1
V1	1.08	V1	3.13
E	9.48	E	33.36
Volumen total en vigas por piso		58.36	m3
Volumen total en vigas		466.89	m3
Encofrado total en vigas		3041.75	m2
		3889.87	m2
		76.25	

Volumen de concreto en columnas**C 90x50**

a	0.9	m
b	0.5	m
c	3.24	m
# columnas	14	u

V	20.41	m3
E	127.01	m2

C 80x50

a	0.8	m
b	0.5	m
c	3.24	m
# columnas	4	u

V	5.18	m3
E	33.70	m2

Volumen total en columnas por piso	25.60	m3
---	-------	----

Volumen total en columnas	204.77	m3
----------------------------------	--------	----

Encofrado total en columnas	1285.63	m2
------------------------------------	---------	----

Volumen de concreto en losas**Datos casetón**

a	0.4	m
v	0.1	m
l	0.4	m
h casetón	0.15	m
h losa	0.2	m

Área de la losa

a	13.6	m
l	29.98	m
A	407.73	m2

Área de balcón

a	1.68	m
l	20.85	m
A	35.03	m2

A	442.76	m2
----------	--------	----

Volumen losa sin casetón

V	88.55	m3
----------	-------	----

Área casetón más nervadura

Ac	0.36	m2
-----------	------	----

Volumen casetón

Vc	0.024	m3
-----------	-------	----

Número de casetones por losa

# Casetones	1230	piezas
--------------------	------	--------

Volumen del concreto de la losa aligerada

V	59.03	m3
----------	-------	----

5% de desperdicio

V + 5%	61.98	m3
---------------	-------	----

V total	495.86208	m3
----------------	-----------	----

Diseño estructural:

Nv.+3.24

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS300														
MARCA300														
301	C	18	4	1.97	0.28	0	0	0	0	0	2.53	10.12	20.2	
302	L	14	2	0.85	0.28	0	0	0	0	0	1.13	2.26	2.7	
303	O	10	841	0.25	0.45	0	0	0	0	0.07	1.54	1295.14	799.1	
304	O	10	294	0.3	0.6	0	0	0	0	0.07	1.94	570.36	351.9	
305	L	20	24	2.83	0.28	0	0	0	0	0	3.11	74.64	184.1	
306	L	20	18	2.71	0.28	0	0	0	0	0	2.99	53.82	132.7	
307	L	20	12	8.01	0.28	0	0	0	0	0	8.29	99.48	245.3	
308	II	20	24	12	0	0	0	0	0	0	12.00	288.00	710.2	
309	L	20	12	9.57	0.28	0	0	0	0	0	9.85	118.20	291.5	
310	II	16	6	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	22.20	35.0	
311	II	20	8	4	0	0	0	0	0	0	4.00	32.00	78.9	
312	II	12	31	4	0	0	0	0	0	0	4.00	124.00	110.1	
313	II	18	8	4	0	0	0	0	0	0	4.00	32.00	63.9	
314	L	20	12	9.77	0.28	0	0	0	0	0	10.05	120.60	297.4	
315	L	20	12	10.45	0.28	0	0	0	0	0	10.73	128.76	317.5	
316	II	20	10	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	37.00	91.2	
317	II	20	19	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	73.15	180.4	
318	II	18	18	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	69.30	138.5	
319	L	20	13	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	45.24	111.6	
320	L	20	13	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	51.09	126.0	
321	O	10	1300	0.35	0.65	0	0	0	0	0.07	2.14	2782.00	1716.5	
322	II	18	6	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	22.20	44.4	
323	II	16	4	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	15.40	24.3	
324	L	18	7	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	24.36	48.7	
325	L	18	2	10.44	0.28	0	0	0	0	0	10.72	21.44	42.8	
326	L	18	4	11.55	0.28	0	0	0	0	0	11.83	47.32	94.5	
327	II	8	5	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	20.75	8.2	
328	L	18	2	11.59	0.28	0	0	0	0	0	11.87	23.74	47.4	
329	L	18	4	10.4	0.28	0	0	0	0	0	10.68	42.72	85.4	
330	II	10	6	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	22.50	13.9	
331	II	12	6	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	14.70	13.1	
332	L	8	4	1.1	0.28	0	0	0	0	0	1.38	5.52	2.2	
333	L	18	2	8.57	0.28	0	0	0	0	0	8.85	17.70	35.4	
334	II	18	4	11.9	0	0	0	0	0	0	11.90	47.60	95.1	
335	II	8	2	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	7.70	3.0	
336	L	18	2	9.72	0.28	0	0	0	0	0	10.00	20.00	40.0	
337	II	12	3	2.25	0	0	0	0	0	0	2.25	6.75	6.0	
338	II	8	4	3.65	0	0	0	0	0	0	3.65	14.60	5.8	
339	L	18	2	3.73	0.28	0	0	0	0	0	4.01	8.02	16.0	
340	L	18	2	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	22.68	45.3	
341	L	18	2	4.25	0.28	0	0	0	0	0	4.53	9.06	18.1	
342	L	18	2	10.54	0.28	0	0	0	0	0	10.82	21.64	43.2	
343	L	8	3	2.85	0.28	0	0	0	0	0	3.13	9.39	3.7	
344	L	18	2	4.77	0.28	0	0	0	0	0	5.05	10.10	20.2	
345	L	18	2	11.7	0.28	0	0	0	0	0	11.98	23.96	47.9	
346	II	8	2	3.15	0	0	0	0	0	0	3.15	6.30	2.5	
347	L	18	2	10.29	0.28	0	0	0	0	0	10.57	21.14	42.2	
348	L	18	2	6.18	0.28	0	0	0	0	0	6.46	12.92	25.8	
349	II	12	3	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	6.15	5.5	
350	II	12	3	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	12.45	11.1	
351	II	8	3	3.3	0	0	0	0	0	0	3.30	9.90	3.9	
352	L	18	12	2.71	0.28	0	0	0	0	0	2.99	35.88	71.7	
353	L	18	6	7.31	0.28	0	0	0	0	0	7.59	45.54	91.0	
354	L	18	6	6.42	0.28	0	0	0	0	0	6.70	40.20	80.3	
355	II	14	6	2.75	0	0	0	0	0	0	2.75	16.50	19.9	
356	II	8	2	5.55	0	0	0	0	0	0	5.55	11.10	4.4	
357	L	18	6	10.3	0.28	0	0	0	0	0	10.58	63.48	126.8	
358	L	18	6	6.12	0.28	0	0	0	0	0	6.40	38.40	76.7	
359	II	20	15	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	65.25	160.9	
360	L	16	6	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	20.88	32.9	
361	L	20	6	4.55	0.28	0	0	0	0	0	4.83	28.98	71.5	
362	L	20	6	7.56	0.28	0	0	0	0	0	7.84	47.04	116.0	
363	L	20	6	6.37	0.28	0	0	0	0	0	6.65	39.90	98.4	
364	II	16	12	2.7	0	0	0	0	0	0	2.70	32.40	51.1	
365	L	20	6	10.32	0.28	0	0	0	0	0	10.60	63.60	156.8	
366	L	20	6	6.2	0.28	0	0	0	0	0	6.48	38.88	95.9	
367	L	20	9	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	31.77	78.3	
368	L	20	6	4.6	0.28	0	0	0	0	0	4.88	29.28	72.2	
369	L	20	6	3.27	0.28	0	0	0	0	0	3.55	21.30	52.5	
370	L	20	6	10.66	0.28	0	0	0	0	0	10.94	65.64	161.9	
371	L	20	6	4.27	0.28	0	0	0	0	0	4.55	27.30	67.3	
372	L	20	6	10.87	0.28	0	0	0	0	0	11.15	66.90	165.0	
373	II	18	3	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	13.05	26.1	
374	L	16	4	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	14.12	22.3	

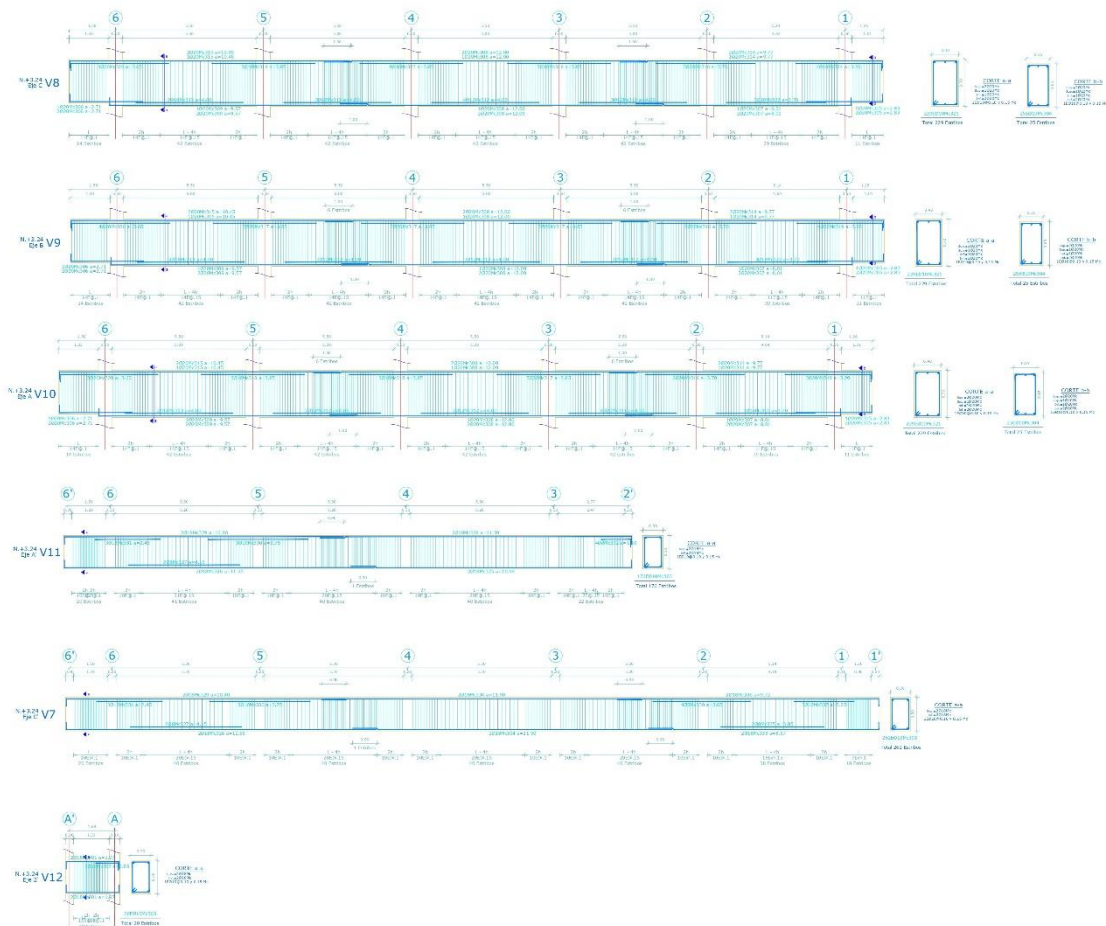
MARCA500														
501	L	14	28	8.57	0	0	0	0	0	0.2	8.77	245.56	296.6	
502	II	14	12	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	141.60	171.1	
503	L	14	12	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	139.80	168.9	
504	L	10	6	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	69.90	43.1	
505	II	12	16	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	188.80	167.7	
506	L	12	16	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	186.40	165.5	
507	C	18	59	3.55	0.22	0	0	0	0	0	3.99	235.41	470.3	
508	C	18	93	3.65	0.22	0	0	0	0	0	4.09	380.37	760.0	
509	C	18	28	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	99.12	198.0	
510	L	14	41	8.17	0	0	0	0	0	0.2	8.37	343.17	414.5	
511	L	10	40	8.15	0	0	0	0	0	0.2	8.35	334.00	206.1	
512	L	14	19	3.88	0	0	0	0	0	0.2	4.08	77.52	93.6	
513	L	14	19	11.06	0	0	0	0	0	0.2	11.26	213.94	258.4	
514	C	18	17	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	83.13	166.1	
515	C	18	19	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	85.31	170.4	
516	C	16	16	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	78.24	123.5	
517	C	16	35	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	157.15	248.0	
518	C	16	60	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	212.40	335.2	
519	C	16	19	3.05	0.22	0	0	0	0	0	3.49	66.31	104.6	

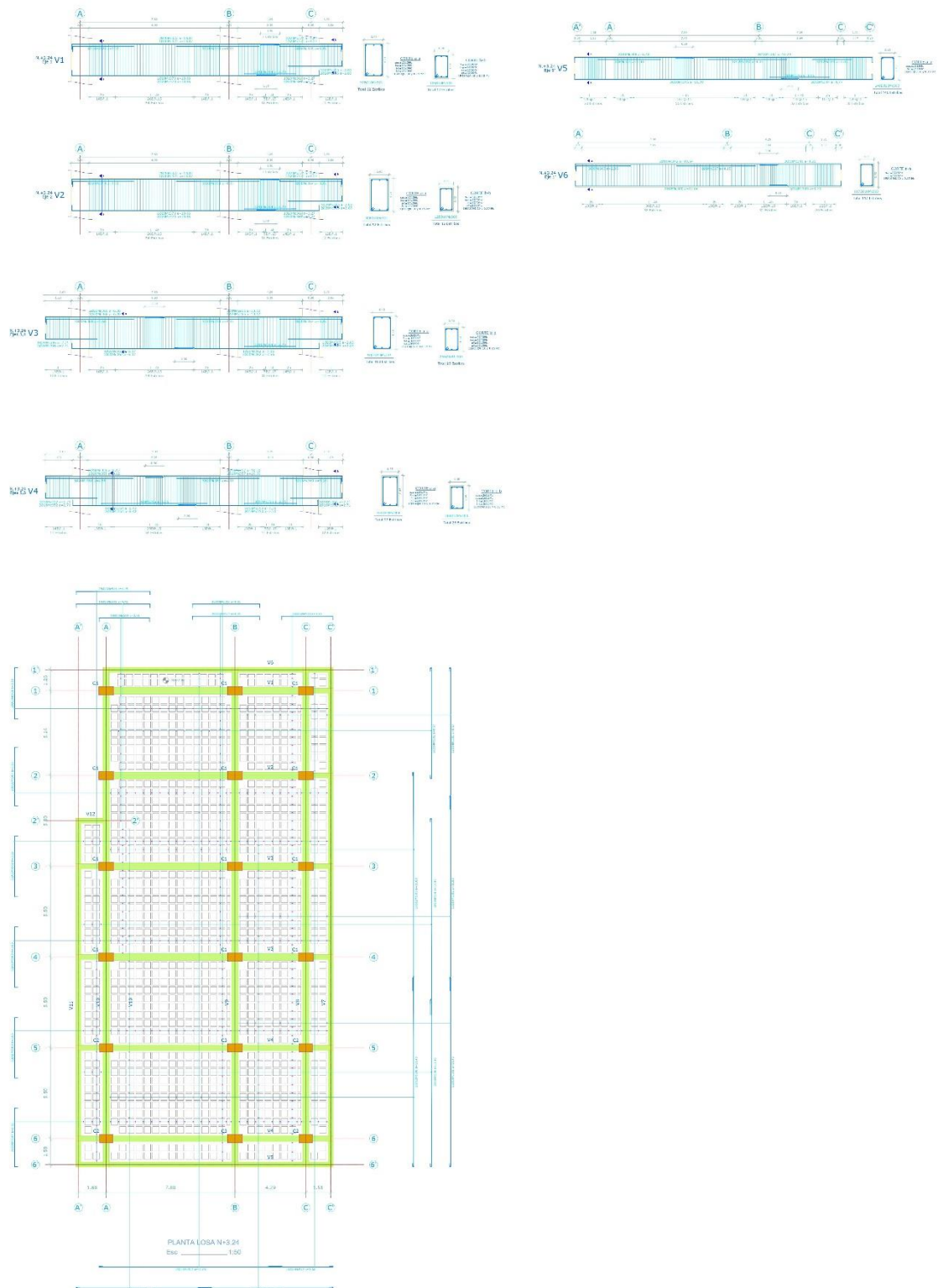
RESUMEN MATERIALES														
φ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	85.3	4670.0	164.1	18.8	105.0	744.6	1647.8	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO(Kg)	33.7	2881.4	145.7	22.7	165.7	1487.7	4063.5	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-

Wtot (Kg) = 13362

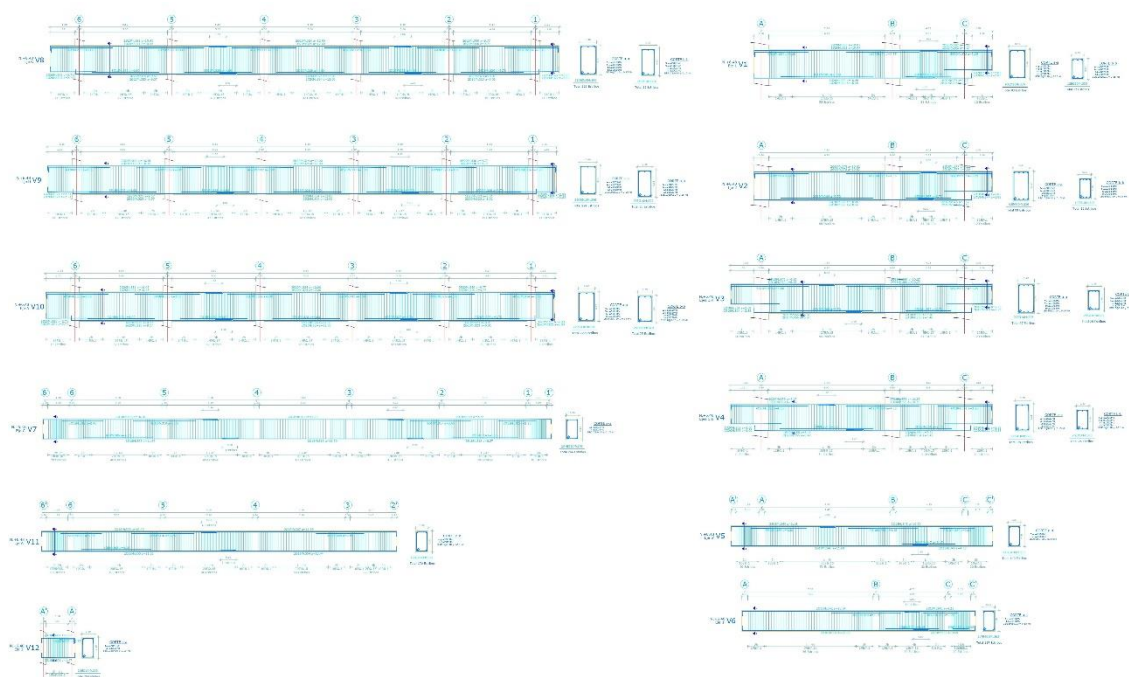
HORMIGON f_c = 350 Kg/cm2

ACERO f_y = 4200 Kg/cm2





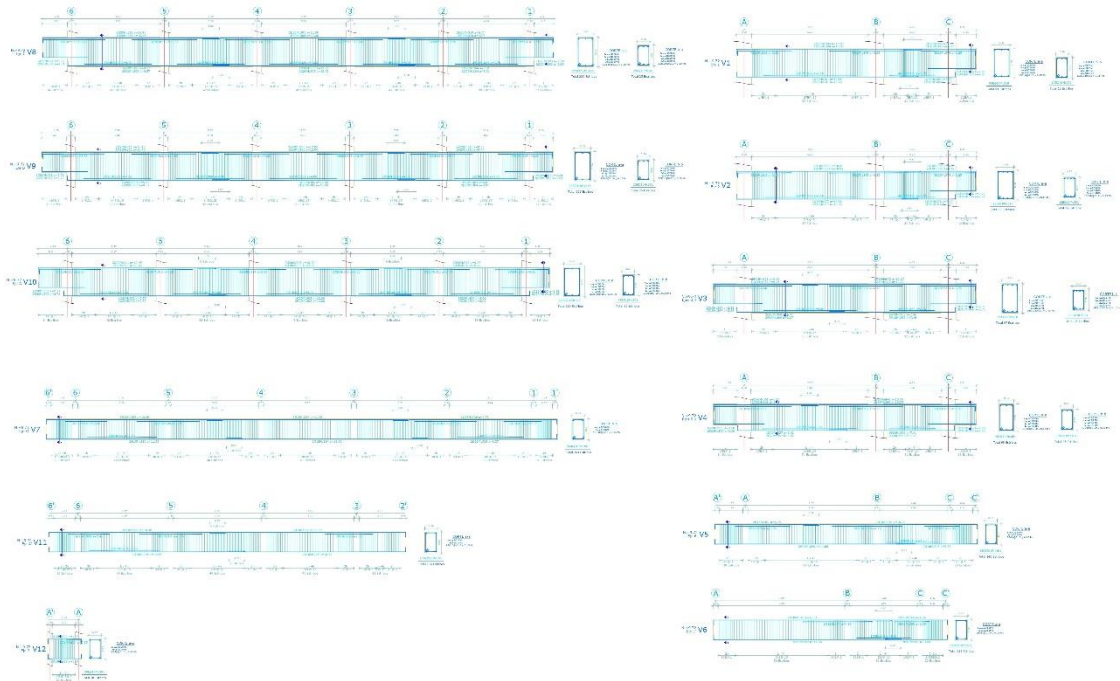
Nv.+6.48



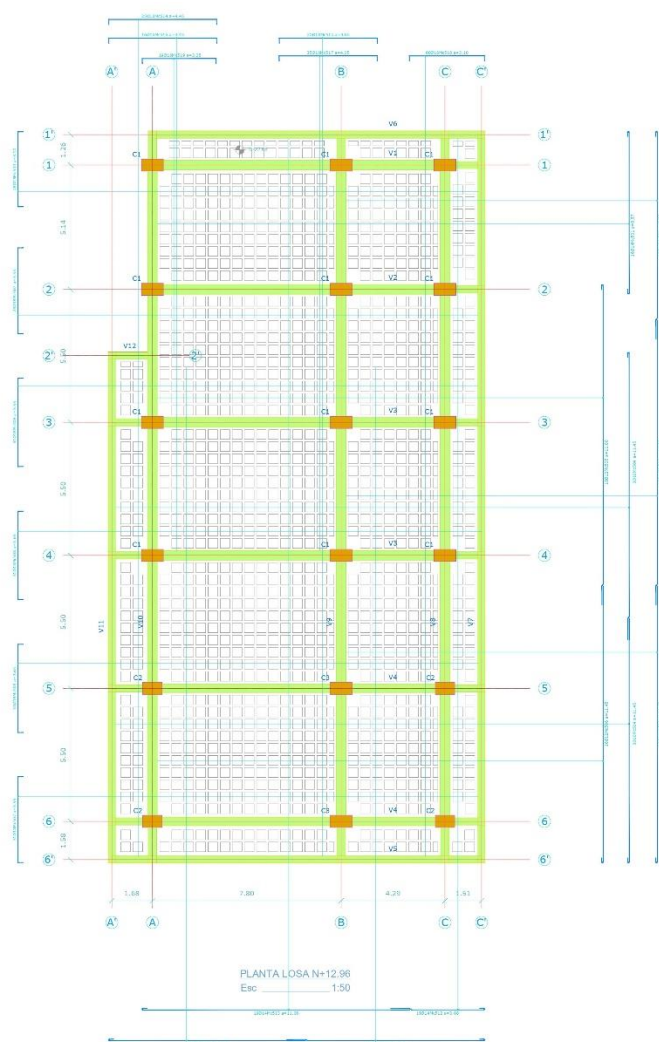
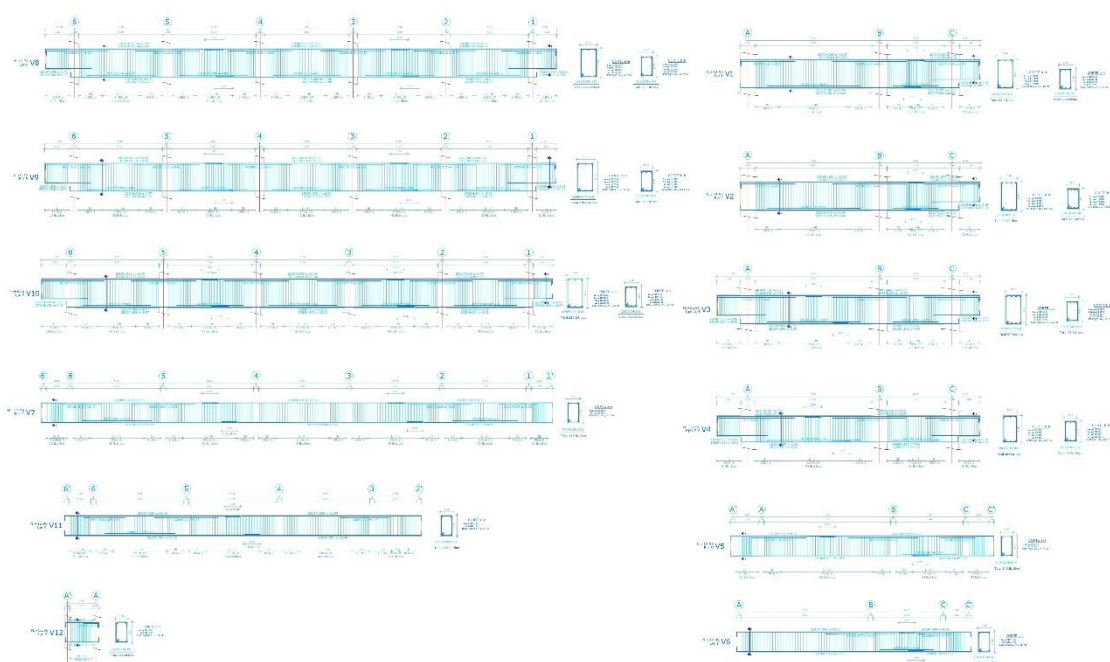
Losas P2-P4

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS500														
MARCA500														
501	L	14	28	8.57	0	0	0	0	0	0.2	8.77	245.56	296.6	
502	II	14	12	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	141.60	171.1	
503	L	14	12	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	139.80	168.9	
504	L	10	6	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	69.90	43.1	
505	II	12	16	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	188.80	167.7	
506	L	12	16	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	186.40	165.5	
507	C	18	59	3.55	0.22	0	0	0	0	0	3.99	235.41	470.3	
508	C	18	93	3.65	0.22	0	0	0	0	0	4.09	380.37	760.0	
509	C	18	88	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	311.52	622.4	
510	L	14	41	8.17	0	0	0	0	0	0.2	8.37	343.17	414.5	
511	L	10	40	8.15	0	0	0	0	0	0.2	8.35	334.00	206.1	
512	L	14	19	3.88	0	0	0	0	0	0.2	4.08	77.52	93.6	
513	L	14	19	11.06	0	0	0	0	0	0.2	11.26	213.94	258.4	
514	C	18	41	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	200.49	400.6	
515	C	18	53	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	237.97	475.5	
516	C	18	19	3.05	0.22	0	0	0	0	0	3.49	66.31	132.5	
RESUMEN MATERIALES														
ϕ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	0.0	403.9	375.2	1161.6	0.0	1432.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO(Kg)	0.0	249.2	333.2	1403.2	0.0	2861.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 4847														
HORMIGON f _c = 350 Kg/cm2														
ACERO f _y = 4200 Kg/cm2														

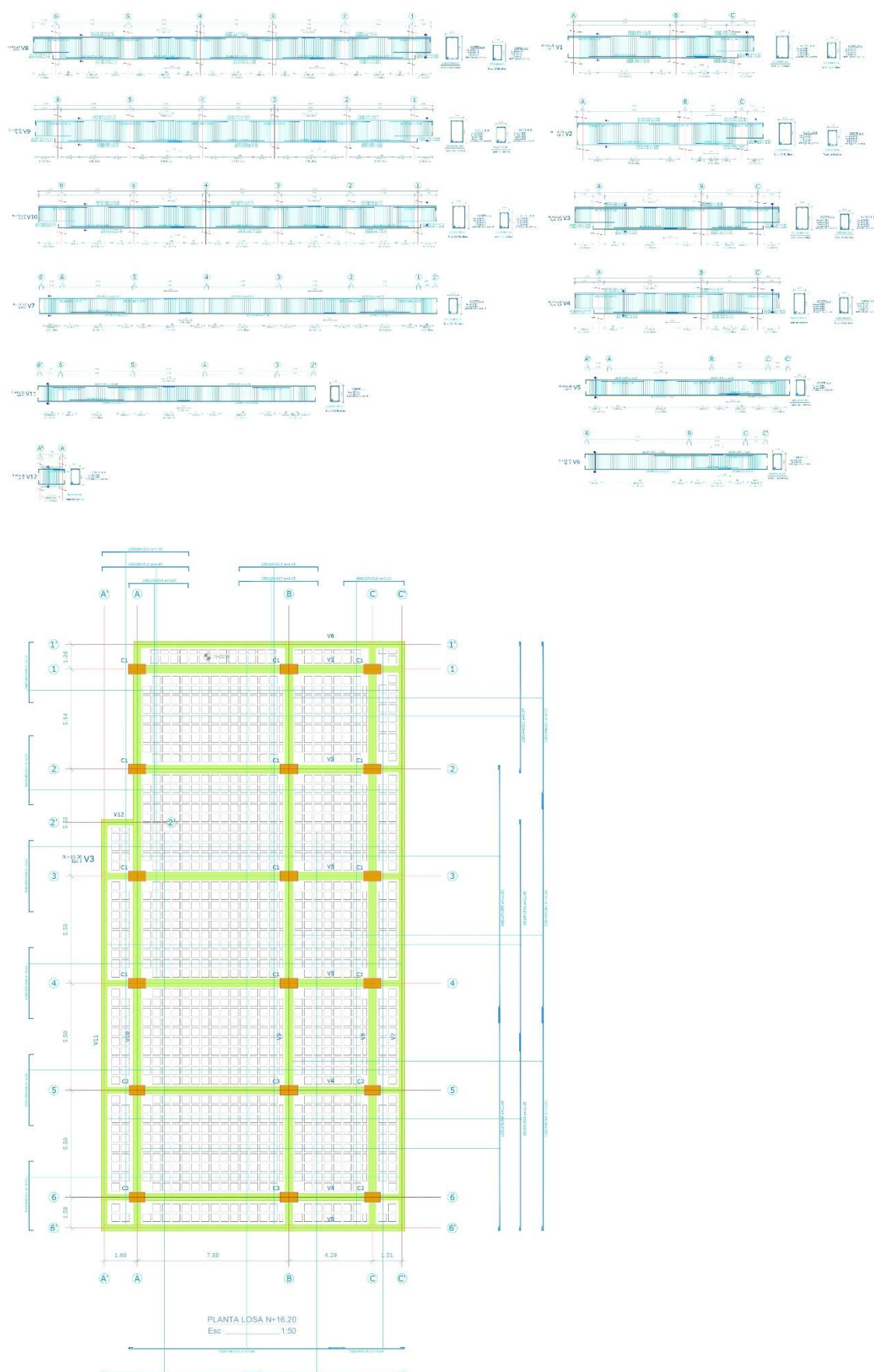
Nv.+9.72



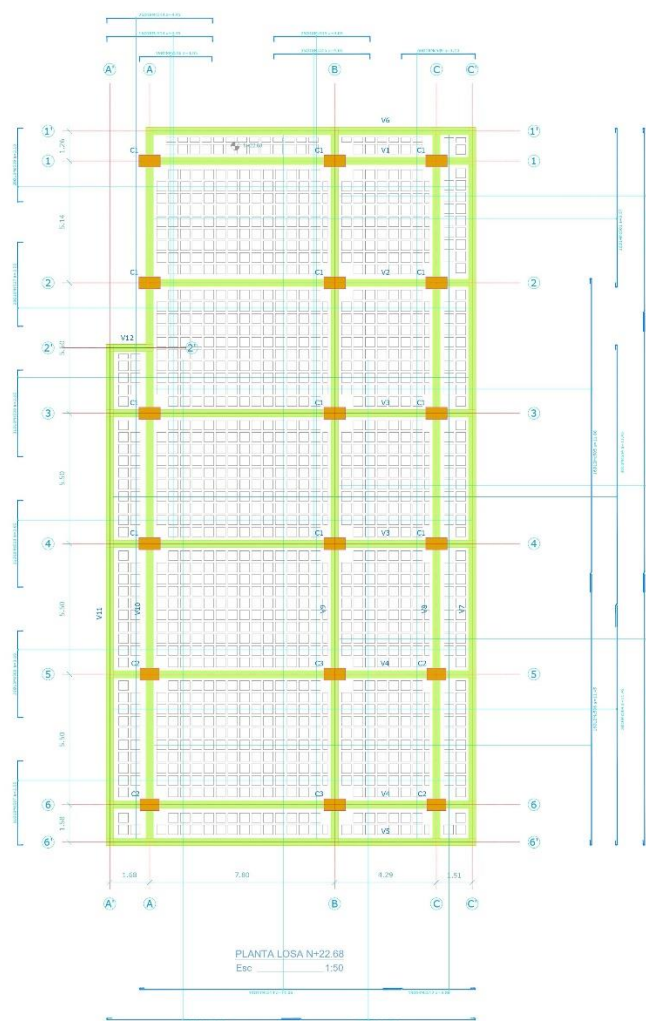
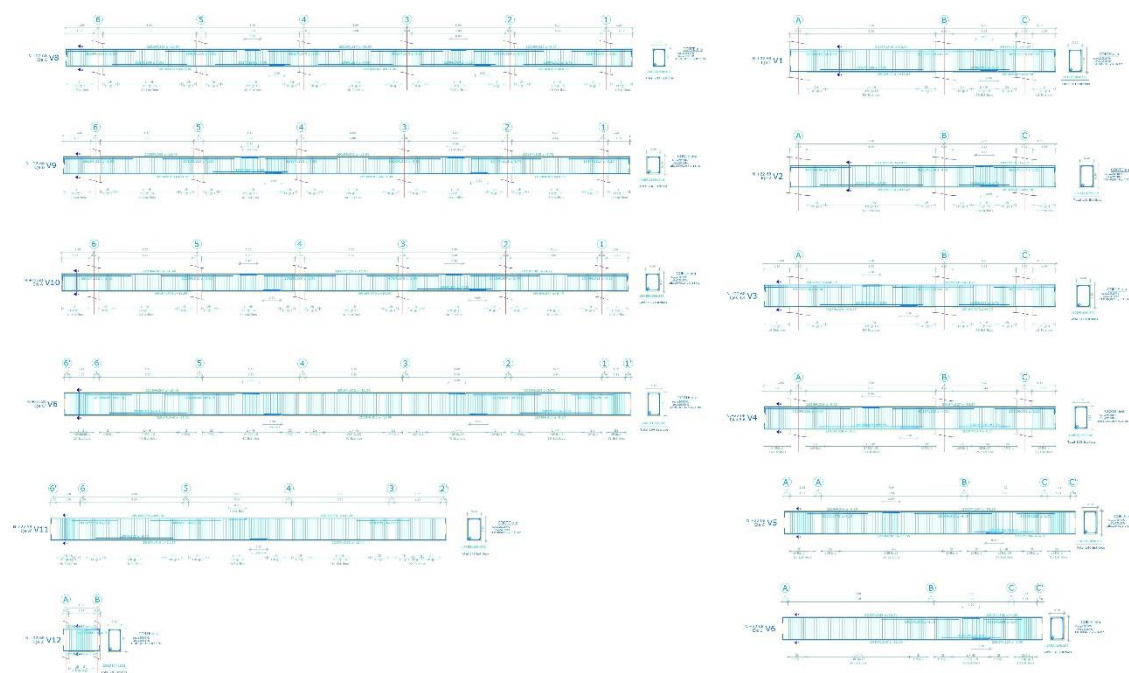
Nv.+12.96



Nv.+16.20



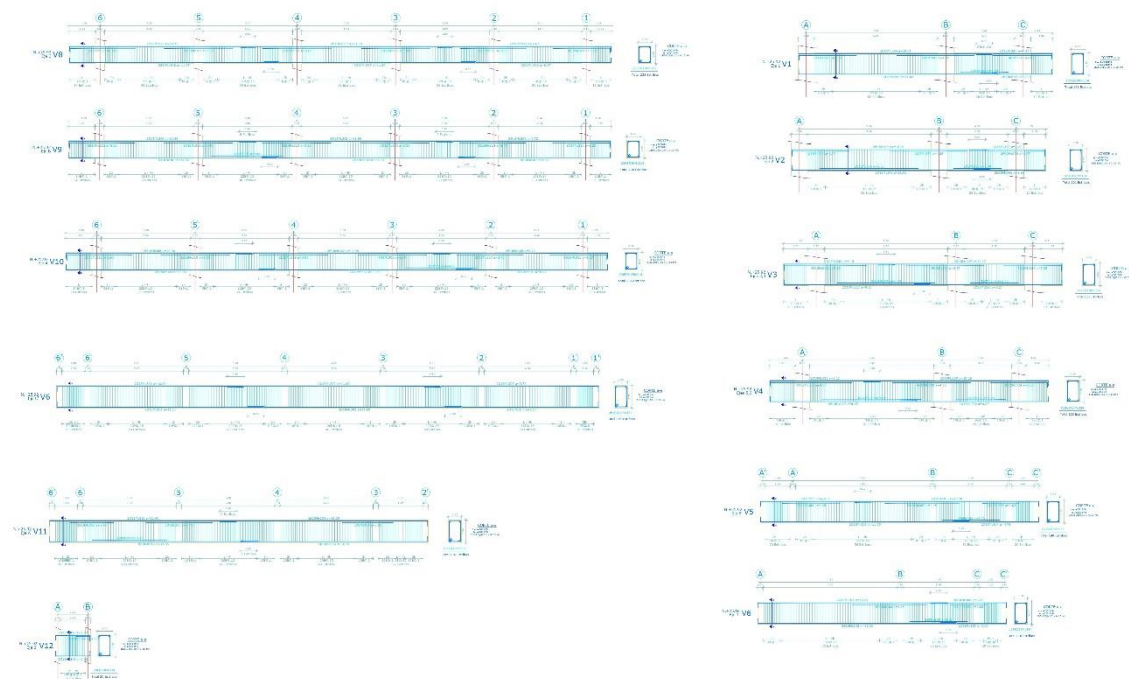
Nv.+22.68

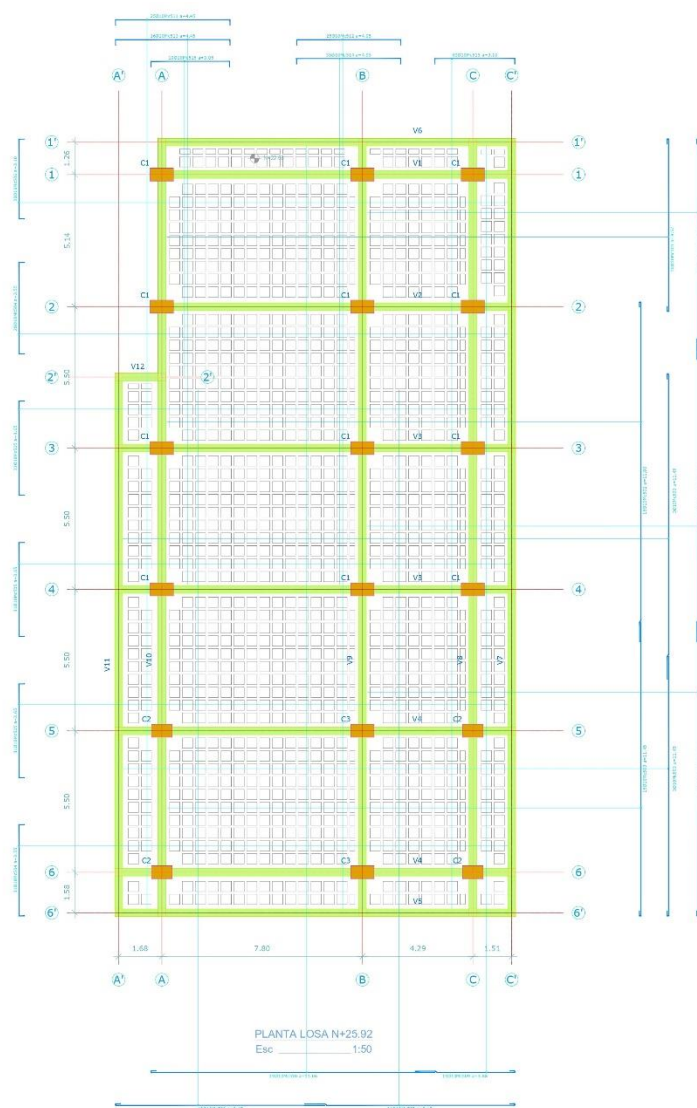


PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS300														
MARCA300														
301	L	18	4	8.47	0.28	0	0	0	0	0	8.75	35.00	69.9	
302	II	18	16	11.9	0	0	0	0	0	0	11.90	190.40	380.4	
303	L	18	6	11.65	0.28	0	0	0	0	0	11.93	71.58	143.0	
304	II	8	6	4	0	0	0	0	0	0	4.00	24.00	9.5	
305	L	18	8	9.72	0.28	0	0	0	0	0	10.00	80.00	159.8	
306	L	18	10	10.4	0.28	0	0	0	0	0	10.68	106.80	213.4	
307	II	18	3	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	11.10	22.2	
308	II	8	8	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	30.80	12.2	
309	II	18	2	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	7.70	15.4	
310	II	16	20	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	77.00	121.5	
311	L	10	3	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	10.44	6.4	
312	L	16	5	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	19.65	31.0	
313	O	10	705	0.25	0.35	0	0	0	0	0.07	1.34	944.70	582.9	
314	II	16	6	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	22.20	35.0	
315	L	14	6	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	20.88	25.2	
316	L	16	2	8.37	0.28	0	0	0	0	0	8.65	17.30	27.3	
317	II	16	4	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	47.20	74.5	
318	L	16	2	11.65	0.28	0	0	0	0	0	11.93	23.86	37.7	
319	II	8	1	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	3.70	1.5	
320	L	16	2	9.67	0.28	0	0	0	0	0	9.95	19.90	31.4	
321	L	16	2	10.35	0.28	0	0	0	0	0	10.63	21.26	33.5	
322	L	18	2	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	7.86	15.7	
323	L	18	8	8.27	0.28	0	0	0	0	0	8.55	68.40	136.7	
324	L	18	8	8.15	0.28	0	0	0	0	0	8.43	67.44	134.7	
325	II	8	4	2.75	0	0	0	0	0	0	2.75	11.00	4.3	
326	II	12	6	5.55	0	0	0	0	0	0	5.55	33.30	29.6	
327	L	18	4	10.29	0.28	0	0	0	0	0	10.57	42.28	84.5	
328	L	18	4	6.13	0.28	0	0	0	0	0	6.41	25.64	51.2	
329	II	18	23	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	100.05	199.9	
330	L	12	6	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	20.88	18.5	
331	L	20	8	4.55	0.28	0	0	0	0	0	4.83	38.64	95.3	
332	O	10	1772	0.25	0.45	0	0	0	0	0.07	1.54	2728.88	1683.7	
333	II	8	9	2.7	0	0	0	0	0	0	2.70	24.30	9.6	
334	II	12	6	5.5	0	0	0	0	0	0	5.50	33.00	29.3	
335	L	18	4	10.27	0.28	0	0	0	0	0	10.55	42.20	84.3	
336	L	18	6	6.15	0.28	0	0	0	0	0	6.43	38.58	77.1	
337	L	12	9	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	31.77	28.2	
338	L	18	8	4.6	0.28	0	0	0	0	0	4.88	39.04	78.0	
339	L	18	4	3.98	0.28	0	0	0	0	0	4.26	17.04	34.0	
340	L	18	8	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	90.72	181.3	
341	L	18	4	4.23	0.28	0	0	0	0	0	4.51	18.04	36.0	
342	L	18	4	10.81	0.28	0	0	0	0	0	11.09	44.36	88.6	
343	L	18	7	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	24.36	48.7	
344	II	10	1	5.5	0	0	0	0	0	0	5.50	5.50	3.4	
345	L	20	3	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	10.59	26.1	
346	C	18	4	1.92	0.28	0	0	0	0	0	2.48	9.92	19.8	
347	L	14	2	0.75	0.28	0	0	0	0	0	1.03	2.06	2.5	
348	L	18	2	10.44	0.28	0	0	0	0	0	10.72	21.44	42.8	
349	L	18	6	11.55	0.28	0	0	0	0	0	11.83	70.98	141.8	
350	II	8	5	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	20.75	8.2	
351	L	18	2	11.59	0.28	0	0	0	0	0	11.87	23.74	47.4	
352	II	8	3	2.85	0	0	0	0	0	0	2.85	8.55	3.4	
353	II	8	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	4.4	
354	II	14	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	5.9	
355	L	18	4	8.57	0.28	0	0	0	0	0	8.85	35.40	70.7	
356	II	12	6	2.25	0	0	0	0	0	0	2.25	13.50	12.0	
357	II	10	6	3.65	0	0	0	0	0	0	3.65	21.90	13.5	
358	II	10	6	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	22.50	13.9	
359	II	12	6	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	14.70	13.1	
360	L	18	4	3.69	0.28	0	0	0	0	0	3.97	15.88	31.7	
361	II	8	7	3.2	0	0	0	0	0	0	3.20	22.40	8.8	
362	L	18	4	4.24	0.28	0	0	0	0	0	4.52	18.08	36.1	
363	L	18	4	10.51	0.28	0	0	0	0	0	10.79	43.16	86.2	
364	II	12	6	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	12.30	10.9	
365	II	12	4	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	16.60	14.7	
366	L	18	2	4.78	0.28	0	0	0	0	0	5.06	10.12	20.2	
367	L	18	2	10.28	0.28	0	0	0	0	0	10.56	21.12	42.2	
368	II	10	3	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	6.15	3.8	
369	II	10	2	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	8.30	5.1	
370	II	10	2	3.25	0	0	0	0	0	0	3.25	6.50	4.0	

MARCA500													
501	L	14	28	8.57	0	0	0	0	0	0.2	8.77	245.56	296.6
502	II	14	12	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	141.60	171.1
503	L	14	12	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	139.80	168.9
504	L	10	6	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	69.90	43.1
505	II	12	16	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	188.80	167.7
506	L	12	16	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	186.40	165.5
507	C	18	59	3.55	0.22	0	0	0	0	0	3.99	235.41	470.3
508	C	18	93	3.65	0.22	0	0	0	0	0	4.09	380.37	760.0
509	C	18	88	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	311.52	622.4
510	L	14	41	8.17	0	0	0	0	0	0.2	8.37	343.17	414.5
511	L	10	40	8.15	0	0	0	0	0	0.2	8.35	334.00	206.1
512	L	14	19	3.88	0	0	0	0	0	0.2	4.08	77.52	93.6
513	L	14	19	11.06	0	0	0	0	0	0.2	11.26	213.94	258.4
514	C	18	41	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	200.49	400.6
515	C	18	60	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	269.40	538.3
516	C	18	19	3.05	0.22	0	0	0	0	0	3.49	66.31	132.5
RESUMEN MATERIALES													
φ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-
L(m)	156.8	3754.9	176.1	27.8	248.4	1398.4	49.2	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-
PESO(Kg)	61.9	2316.8	156.3	33.6	391.9	2794.1	121.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-
Wtot (Kg) = 10786													
HORMIGON P _c = 350 Kg/cm ²													
ACERO f _y = 4200 Kg/cm ²													

Nv.+25.92

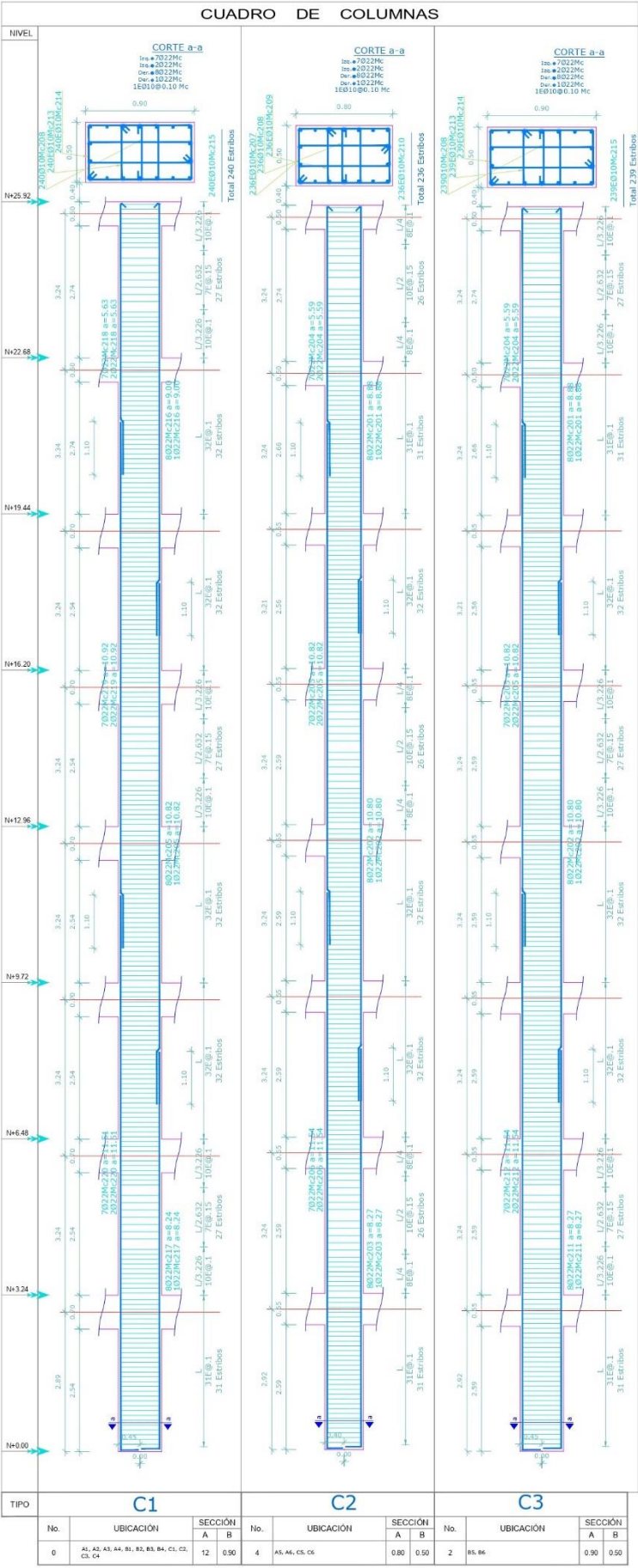




PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS300														
MARCA300														
301	L	18	4	8.47	0.28	0	0	0	0	0	8.75	35.00	69.9	
302	II	18	16	11.9	0	0	0	0	0	0	11.90	190.40	380.4	
303	L	18	6	11.65	0.28	0	0	0	0	0	11.93	71.58	143.0	
304	II	8	2	4	0	0	0	0	0	0	4.00	8.00	3.2	
305	L	18	8	9.72	0.28	0	0	0	0	0	10.00	80.00	159.8	
306	L	18	10	10.4	0.28	0	0	0	0	0	10.68	106.80	213.4	
307	II	18	3	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	11.10	22.2	
308	II	8	4	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	15.40	6.1	
309	II	18	2	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	7.70	15.4	
310	II	16	11	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	42.35	66.8	
311	L	10	3	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	10.44	6.4	
312	L	16	5	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	19.65	31.0	
313	O	10	705	0.25	0.35	0	0	0	0	0.07	1.34	944.70	582.9	
314	II	16	3	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	11.10	17.5	
315	L	14	6	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	20.88	25.2	
316	L	16	2	8.37	0.28	0	0	0	0	0	8.65	17.30	27.3	
317	II	16	4	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	47.20	74.5	
318	L	16	2	11.65	0.28	0	0	0	0	0	11.93	23.86	37.7	
319	L	16	2	9.67	0.28	0	0	0	0	0	9.95	19.90	31.4	
320	L	16	2	10.35	0.28	0	0	0	0	0	10.63	21.26	33.5	
321	II	12	2	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	7.40	6.6	
322	II	14	4	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	15.40	18.6	
323	II	12	2	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	7.70	6.8	
324	L	12	8	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	27.84	24.7	
325	L	14	2	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	7.86	9.5	
326	L	18	8	8.27	0.28	0	0	0	0	0	8.55	68.40	136.7	
327	L	18	8	8.15	0.28	0	0	0	0	0	8.43	67.44	134.7	
328	II	8	4	2.75	0	0	0	0	0	0	2.75	11.00	4.3	
329	II	12	6	5.55	0	0	0	0	0	0	5.55	33.30	29.6	
330	L	18	4	10.29	0.28	0	0	0	0	0	10.57	42.28	84.5	
331	L	18	4	6.13	0.28	0	0	0	0	0	6.41	25.64	51.2	
332	II	18	20	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	87.00	173.8	
333	L	20	8	4.55	0.28	0	0	0	0	0	4.83	38.64	95.3	
334	O	10	1772	0.25	0.45	0	0	0	0	0.07	1.54	2728.88	1683.7	
335	II	8	7	2.7	0	0	0	0	0	0	2.70	18.90	7.5	
336	II	12	6	5.5	0	0	0	0	0	0	5.50	33.00	29.3	
337	L	18	4	10.27	0.28	0	0	0	0	0	10.55	42.20	84.3	
338	L	18	6	6.15	0.28	0	0	0	0	0	6.43	38.58	77.1	
339	L	12	9	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	31.77	28.2	
340	L	18	8	4.6	0.28	0	0	0	0	0	4.88	39.04	78.0	
341	L	18	4	3.98	0.28	0	0	0	0	0	4.26	17.04	34.0	
342	L	18	8	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	90.72	181.3	
343	L	18	4	4.23	0.28	0	0	0	0	0	4.51	18.04	36.0	
344	L	18	4	10.81	0.28	0	0	0	0	0	11.09	44.36	88.6	
345	L	18	4	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	13.92	27.8	
346	II	8	1	4.35	0	0	0	0	0	0	4.35	4.35	1.7	
347	L	8	4	3.25	0.28	0	0	0	0	0	3.53	14.12	5.6	
348	C	18	4	1.92	0.28	0	0	0	0	0	2.48	9.92	19.8	
349	L	14	2	0.75	0.28	0	0	0	0	0	1.03	2.06	2.5	
350	L	18	2	10.44	0.28	0	0	0	0	0	10.72	21.44	42.8	
351	L	18	6	11.55	0.28	0	0	0	0	0	11.83	70.98	141.8	
352	II	8	1	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	4.15	1.6	
353	L	18	2	11.59	0.28	0	0	0	0	0	11.87	23.74	47.4	
354	II	8	3	2.85	0	0	0	0	0	0	2.85	8.55	3.4	
355	II	8	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	4.4	
356	II	14	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	5.9	
357	L	18	4	8.57	0.28	0	0	0	0	0	8.85	35.40	70.7	
358	L	18	4	3.69	0.28	0	0	0	0	0	3.97	15.88	31.7	
359	II	8	7	3.2	0	0	0	0	0	0	3.20	22.40	8.8	
360	L	18	4	4.24	0.28	0	0	0	0	0	4.52	18.08	36.1	
361	L	18	4	10.51	0.28	0	0	0	0	0	10.79	43.16	86.2	
362	II	12	6	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	12.30	10.9	
363	II	12	4	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	16.60	14.7	
364	L	18	2	4.78	0.28	0	0	0	0	0	5.06	10.12	20.2	
365	L	18	2	10.28	0.28	0	0	0	0	0	10.56	21.12	42.2	
366	II	10	3	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	6.15	3.8	
367	II	10	2	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	8.30	5.1	
368	II	10	2	3.25	0	0	0	0	0	0	3.25	6.50	4.0	

MARCA500														
501	L	10	28	8.57	0	0	0	0	0	0.2	8.77	245.56	151.5	
502	II	10	28	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	330.40	203.9	
503	L	10	34	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	396.10	244.4	
504	C	18	59	3.55	0.22	0	0	0	0	0	3.99	235.41	470.3	
505	C	18	93	3.65	0.22	0	0	0	0	0	4.09	380.37	760.0	
506	C	18	28	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	99.12	198.0	
507	L	10	41	8.17	0	0	0	0	0	0.2	8.37	343.17	211.7	
508	L	10	40	8.15	0	0	0	0	0	0.2	8.35	334.00	206.1	
509	L	10	19	3.88	0	0	0	0	0	0.2	4.08	77.52	47.8	
510	L	10	19	11.06	0	0	0	0	0	0.2	11.26	213.94	132.0	
511	C	10	25	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	122.25	75.4	
512	C	10	25	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	112.25	69.3	
513	C	10	16	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	78.24	48.3	
514	C	10	35	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	157.15	97.0	
515	C	10	60	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	212.40	131.1	
516	C	10	19	3.05	0.22	0	0	0	0	0	3.49	66.31	40.9	
RESUMEN MATERIALES														
ϕ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	118.1	3705.0	169.9	51.1	202.6	1367.1	38.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO(Kg)	46.7	2286.0	150.9	61.7	319.7	2731.4	95.3	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 8780 HORMIGON f'c = 350 Kg/cm2 ACERO fy = 4200 Kg/cm2														

Diseño y planilla aceros columnas:



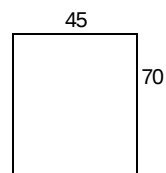
PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS200														
MARCA200														
201	L	22	54	8.88	0.15	0	0	0	0	0	9.03	487.62	1455.1	
202	II	22	54	10.8	0	0	0	0	0	0	10.80	583.20	1740.3	
203	L	22	36	8.27	0.32	0	0	0	0	0	8.59	309.24	922.8	
204	L	22	54	5.59	0.15	0	0	0	0	0	5.74	309.96	924.9	
205	II	22	162	10.82	0	0	0	0	0	0	10.82	1752.84	5230.5	
206	L	22	36	11.54	0.32	0	0	0	0	0	11.86	426.96	1274.0	
207	O	10	944	0.17	0.75	0	0	0	0	0.07	1.98	1869.12	1153.2	
208	I	10	4302	0.45	0	0	0	0	0	0.07	0.59	2538.18	1566.1	
209	O	10	944	0.45	0.27	0	0	0	0	0.07	1.58	1491.52	920.3	
210	O	10	944	0.45	0.75	0	0	0	0	0.07	2.54	2397.76	1479.4	
211	L	22	18	8.27	0.37	0	0	0	0	0	8.64	155.52	464.1	
212	L	22	18	11.54	0.37	0	0	0	0	0	11.91	214.38	639.7	
213	O	10	3358	0.45	0.3	0	0	0	0	0.07	1.64	5507.12	3397.9	
214	O	10	3358	0.17	0.85	0	0	0	0	0.07	2.18	7320.44	4516.7	
215	O	10	3358	0.45	0.85	0	0	0	0	0.07	2.74	9200.92	5677.0	
216	L	22	108	9	0.15	0	0	0	0	0	9.15	988.20	2948.8	
217	L	22	108	8.24	0.37	0	0	0	0	0	8.61	929.88	2774.8	
218	L	22	108	5.63	0.15	0	0	0	0	0	5.78	624.24	1862.7	
219	II	22	108	10.92	0	0	0	0	0	0	10.92	1179.36	3519.2	
220	L	22	108	11.51	0.37	0	0	0	0	0	11.88	1283.04	3828.6	
RESUMEN MATERIALES														
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	0.0	30325.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9244.4	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO(Kg)	0.0	18710.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27585.4	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 46296														
HORMIGON f'c = 350 Kg/cm2														
ACERO fy= 4200 Kg/cm2														

Anexo C: Hormigón f'c 450 kg/cm2

Diseño de viga

Datos necesarios	
b	45 cm
h	70 cm
r	3 cm
d	67 cm
β	0.85
f'c	450 kg/cm2
fy	4200 kg/cm2
Es	2000000 kg/cm2
φdeflexión	0.9
φcorte	0.75

Datos columnas	
b	0.45 m
h	0.8 m



Acero mínimo

$$\frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} * bw * d$$

As1	3.81 cm2
------------	----------

$$\frac{1.4}{fy} * bw * d$$

As2	1.01 cm2
------------	----------

As_{min}	3.81 cm2
-------------------------	----------

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{0.003}{\frac{fy}{Es} + 0.003}$$

Pb	0.0455
-----------	--------

Cuantía balanceada

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

Pmax	0.0228
-------------	--------

Acero máximo

$$As_{max} = \rho_{max} * b_w * d$$

As max	68.65 cm2
---------------	-----------

$$\phi \quad 2 \quad \text{cm}$$

Consideraciones laterales	
d/4	16.75 cm
6φ	12 cm
-	20 cm

Consideracion centrales	
d/2	33.5
-	10

Consideraciones para corte

$$0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{bw * s}{fy}$$

0.5455

$$3.5 * \frac{bw * s}{fy}$$

0.4500

Ab	1.54 cm2
-----------	----------

área de una barra (tabla)

vc	11.24 kg/cm2
-----------	--------------

n	5.58
----------	------

Envolvente de momentos																					
Tramo		Diseño a flexión viga pórtico Anivel +0.72 m																			
		V6-6		V6-5		V6-4		V6-3		V6-2		V6-1		V6-1'							
Mu(-)	1.45	0.16	-	30.47	8.01	27.56	26.42	7.54	26.37	26.32	7.57	27.2	27.2	5.93	30.43	5.92	34.33	-	-	0.81	
Mu(+)	0.01	2.85	7.13	42.15	0.04	38.83	38.21	-	37.89	37.8	0.17	37.69	36.62	-	38.24	36.69	1.67	40.67	2.47	1.52	1.2
Acero de diseño																					
Tramo		Acero de diseño de etabs																			
		V6-6		V6-5		V6-4		V6-3		V6-2		V6-1		V6-1'							
Superior	5.48	6.08	9.17	23.02	14.36	21.6	21.55	13.08	21.78	21.28	13.03	21.65	21.31	13.5	20.77	20.96	14.57	22.73	9.31	7.5	6.8
Inferior	5.48	5.48	7.04	17.98	15.37	16.77	16.5	14.35	16.85	16.9	14.33	16.79	17.2	14.5	16.02	18.28	15.22	19.99	6.98	7.23	6.57
Cantidad y diámetro que se asigna cada tramo																					
Tramo		V6-6		V6-5		V6-4		V6-3		V6-2		V6-1		V6-1'							
Superior	3ø16	2ø20	3ø20	5ø25	3ø20	4ø22	4ø22	3ø20	4ø22	4ø22	3ø20	4ø22	6ø22	3ø22	6ø22	4ø22	3ø20	5ø22	6ø22	5ø22	5ø22
Inferior	3ø16	2ø16	3ø22	5ø22	3ø22	3ø22	3ø20	3ø22	3ø22	3ø20	3ø22	3ø22	5ø22	4ø22	5ø22	4ø20	3ø20	5ø22	5ø22	5ø22	5ø22
Verificación Asmin > As diseño As max																					
Tramo		V6-6		V6-5		V6-4		V6-3		V6-2		V6-1		V6-1'							
Superior	9.42	12.56	15.2	19	9.42	15.2	15.2	15.2	9.42	15.2	22.8	11.4	22.8	15.2	9.42	19	22.8	31	19	19	
Inferior	11.4	11.4	11.4	9.42	11.4	9.42	11.4	11.4	9.42	11.4	11.4	9.42	12.56	9.42	15.2	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	
Verificación	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Refuerzo transversal para viga pórtico Anivel +0.72 m																					
Tramo		V6-6		V6-5		V6-4		V6-3		V6-2		V6-1		V6-1'							
A/min	0.55	0.75	0.55	0.55	0.75	0.55	0.55	0.75	0.55	0.55	0.50	0.94	0.50	0.55	0.75	0.55	0.50	0.94	0.50	0.50	
# Ramas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Acabado enrobado	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	
Anillo	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	
Anillo > A/min	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Diseño corte viga pórtico Anivel +0.72 m																					
Tramo		V6-6		V6-5		V6-4		V6-3		V6-2		V6-1		V6-1'							
Vu	15.2	15.95	16.62	18.78	11.83	18.3	18.12	11.19	18.14	18.06	11.12	18.06	18.73	11.9	19.68	18.09	14.06	18.53	9.21	8.97	8.73
Vu/módulo	33.90	36.20	43.39	43.39	36.20	43.39	43.39	36.20	43.39	43.39	36.20	43.39	41.76	34.05	41.76	43.39	36.20	43.39	41.76	34.05	41.76
Vc	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90	33.90
Vu	23.96	14.37	23.96	23.96	14.37	23.96	23.96	14.37	23.96	23.96	14.37	23.96	21.78	11.50	21.78	23.96	14.37	23.96	21.78	11.50	21.78
Vu	57.85	48.27	57.85	57.85	48.27	57.85	57.85	48.27	57.85	57.85	48.27	57.85	55.68	45.40	55.68	57.85	48.27	57.85	55.68	45.40	55.68
Verificación	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Longitud de desarrollo del pórtico Anivel +0.72 m																					
Tramo		V6-6		V6-5		V6-4		V6-3		V6-2		V6-1		V6-1'							
L	1.58	-	-	5.5	-	-	-	5.5	-	-	-	5.5	-	-	-	5.21	-	-	1.26	-	
L-c	1.395	-	-	5.05	-	-	-	5.05	-	-	-	5.05	-	-	-	4.69	-	-	1.03	-	
Lo	-	-	-	1.48	2h	2h	1.48	2h	-	1.48	2h	2h	1.48	2h	2h	1.48	2h	-	1.01	-	
L	1.33	-	-	1.40	2.25	1.40	1.40	2.25	1.40	1.40	2.25	1.40	1.40	2.25	1.40	1.40	1.89	1.40	-	1.01	-

Diseño de columnas:

Diseño a flexión

Datos

# Varilas b	4	
# Varillas h	7	
ϕ	20	mm
b	45	cm
h	80	cm
Rec	4	cm
f'c	450	kg/cm2
β	0.85	
fy	4200	kg/cm2
ϵ	0.003	
Es	2000000	kg/cm2

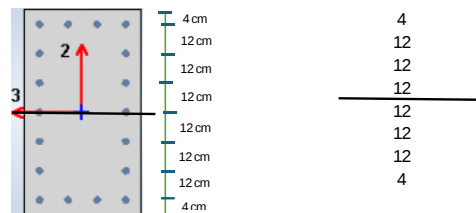
ϵ_{sy}	0.0021	kg/cm2
-----------------	--------	--------

Área de acero

$$As = \pi * \left(\frac{d}{2}\right)^2 * \#barras$$

As1	12.57	cm2
As2	6.28	cm2
As3	6.28	cm2
As4	6.28	cm2
As5	6.28	cm2
As6	6.28	cm2
As7	12.57	cm2
As8		
As9		

Distancia	
dist. EN1	36
dist. EN2	24
dist. EN3	12
dist. EN4	0
dist. EN5	12
dist. EN6	24
dist. EN7	36
dist. EN8	
dist. EN9	



Punto1										
E1	0.00357895	Fst	4200	F1	52778.76	Mnd	1900035.24			
E2	0.00375	Fst	4200	F2	26389.38	Mnd	633345.08			
E3	0.0046154	Fst	4200	F3	26389.38	Mnd	316672.539			
E4	0.006	Fst	4200	F4	26389.38	Mnd	0.00			
E5	0.0085714	Fst	4200	F5	26389.38	Mnd	-316672.539			
E6	0.0150000	Fst	4200	F6	26389.38	Mnd	-633345.079			
E7	0.06	Fst	4200	F4	52778.76	Mnd	-1900035.24			
a		80	cm	dist. ENCC		0	cm			
Cc	1377000	kg								
Ph	1535.34	T								
Mn	0	T	cm							

Punto2										
E1	0.00295	Fst	4200	F1	52778.76	Mnd	1900035.24			
E2	0.0024	Fst	4200	F2	26389.38	Mnd	633345.08			
E3	0.00195	Fst	3900	F3	24944.42	Mnd	294053.07			
E4	0.0015	Fst	3000	F4	18849.56	Mnd	0.00			
E5	0.00105	Fst	2100	F5	13194.69	Mnd	-158336.27			
E6	0.0006	Fst	1200	F6	7539.82	Mnd	-180955.74			
E7	0.00015	Fst	300	F7	3769.91	Mnd	-135716.80			
E8	0	Fst	0	F8	0.00	Mnd	0.00			
E9	0	Fst	0	F9	0.00	Mnd	0			
c		96	cm	punto desde donde se ve						
a	81.6	cm		dist. ENCC		0.8	cm			
Cc	1404540	kg								
Ph	1951.57	T								
Mn	3476.06	T	cm							

Punto3										
E1	0.002875125	Fst	4200	F1	52778.76	Mnd	1900035.24			
E2	0.002425125	Fst	4200	F2	26389.38	Mnd	633345.08			
E3	0.001975125	Fst	3950.25	F3	24820.15	Mnd	297841.83			
E4	0.001525125	Fst	3050.25	F4	19165.29	Mnd	0.00			
E5	0.001075125	Fst	2150.25	F5	13610.42	Mnd	-162125.03			
E6	0.000625125	Fst	1250.25	F6	7655.55	Mnd	-188533.26			
E7	0.000175125	Fst	350.25	F7	4401.37	Mnd	-158489.27			
E8	0	Fst	0	F8	0.00	Mnd	0.00			
E9	0	Fst	0	F9	0.00	Mnd	0.00			
c		80.67	cm	dist. ENCC		5.71525	cm			
a	68.5695	cm								
Cc	1180252.519	kg								
Ph	1330.37	T								
Mn	5384.45	T	cm							

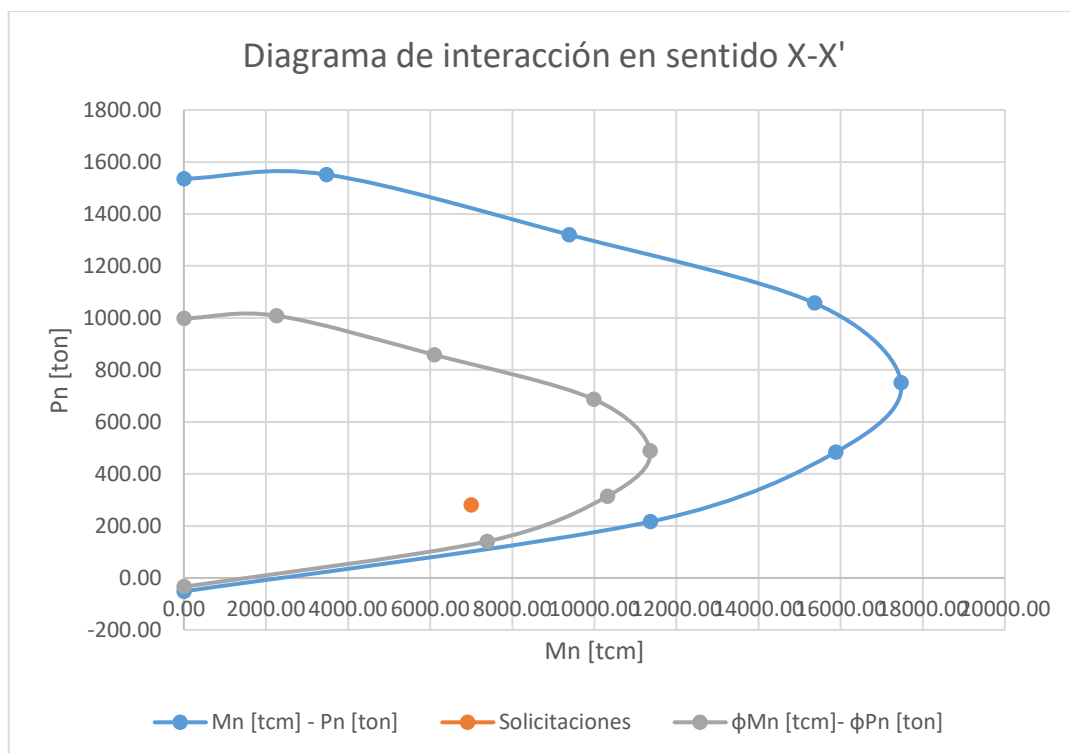
Punto4										
E1	0.00230025	Fst	4200	F1	52778.76	Mnd	1900035.24			
E2	0.00185025	Fst	3700.5	F2	23250.93	Mnd	837033.38			
E3	0.00140025	Fst	2800.5	F3	17596.06	Mnd	633458.18			
E4	0.00095025	Fst	1900.5	F4	11941.19	Mnd	0.00			
E5	0.00050025	Fst	1000.5	F5	6286.33	Mnd	-75435.92			
E6	5.0285e-05	Fst	100.5	F6	631.46	Mnd	-15195.04			
E7	0.00039975	Fst	799.5	F7	-10046.81	Mnd	361695.28			
E8	0	Fst	0	F8	0.00	Mnd	0.00			
E9	0	Fst	0	F9	0.00	Mnd	0.00			
c		65.34	cm	dist. ENCC		12.23	cm			
a	55.54	cm								
Cc	955965.0375	kg								
Ph	1057.14	T								
Mn	15363.86	T	cm							

Punto5										
E1	0.001725375	Fst	3450.75	F1	43383.40	Mnd	1561082.52			
E2	0.001275375	Fst	2550.75	F2	16026.83	Mnd	364644.04			
E3	0.000825375	Fst	1650.75	F3	10371.97	Mnd	124463.62			
E4	0.000375375	Fst	750.75	F4	4717.10	Mnd	0.00			
E5	7.4628e-05	Fst	140.25	F5	897.77	Mnd	11253.18			
E6	0.001725375	Fst	3450.75	F6	-21681.70	Mnd	520360.84			
E7	0.001275375	Fst	2550.75	F7	-32053.67	Mnd	1153932.11			
E8	0	Fst	0	F8	0.00	Mnd	0.00			
E9	0	Fst	0	F9	0.00	Mnd	0.00			
c		90.01	cm	dist. ENCC		18.75	cm			
a	42.5085	cm								
Cc	731677.5563	kg								
Ph	751.48	T								
Mn	17471.58	T	cm							

Punto6										
E1	0.0011505	Fst	2301	F1	28915.22	Mnd	1040947.88			
E2	0.0007005	Fst	1401	F2	8802.74	Mnd	211265.82			
E3	0.0002505	Fst	501	F3	3147.88	Mnd	37774.51			
E4	0.0001995	Fst	399	F4	-2506.99	Mnd	0.00			
E5	0.0006495	Fst	1259	F5	-8161.86	Mnd	97942.25			
E6	0.001725375	Fst	3450.75	F6	-21681.70	Mnd	520360.84			
E7	0.001275375	Fst	2550.75	F7	-32053.67	Mnd	1153932.11			
E8	0	Fst	0	F8	0.00	Mnd	0.00			
E9	0	Fst	0	F9	0.00	Mnd	0.00			
c		34.68	cm	dist. ENCC		25.25	cm			
a	29.48	cm								
Cc	507390.075	kg								
Ph	483.85	T								
Mn	15879.40	T	cm							

Punto7										
E1	0.000576025	Fst	1151.25	F1	14467.03	Mnd	520813.23			
E2	0.000125625	Fst	251.25	F2	1578.65	Mnd	37887.61			
E3	0.000324375	Fst	648.75	F3	-4076.22	Mnd	-48914.60			
E4	0.000774375	Fst	1548.75	F4	-9731.09	Mnd	0.00			
E5	0.001224375	Fst	2448.75	F5	-15385.95	Mnd	184631.40			
E6	0.001725375	Fst	3450.75	F6	-21681.70	Mnd	520360.84			
E7	0.001275375	Fst	2550.75	F7	-32053.67	Mnd	1153932.11			
E8	0	Fst	0	F8	0.00	Mnd	0.00			
E9	0	Fst	0	F9	0.00	Mnd	0.00			
c		19.35	cm	dist. ENCC		31.77625	cm			
a	16.4475	cm								
Cc	283102.5938	kg								
Ph	216.22	T								
Mn	11364.65	T	cm							

Punto8										
E1	0	Fst	0	F1	0.00	Mnd	0.00			
E2	0.00045	Fst	900	F2	-4564.67	Mnd	-135716.80			
E3	0.0009	Fst	1800	F3	-11309.73	Mnd	-135716.80			
E4	0.00135	Fst	2700	F4	-16964.60	Mnd	0.00			
E5	0.0018	Fst	3600	F5	-22619.47	Mnd	271433.61			
E6	0.001725375	Fst	3450.75	F6	-21681.70	Mnd	520360.84			
E7	0.001275375	Fst	2550.75	F7	-32053.67	Mnd	1153932.11			
E8	0	Fst	0	F8	0.00	Mnd	0.00			
E9	0	Fst	0	F9	0.00	Mnd	0.00			
c		4	cm	dist. ENCC		38.30	cm			
a	3.4	cm								
Cc	58522.5	kg								
Ph	-51.76	T								
Mn	3915.70	T	cm							



Determinación refuerzo transversal

$$A_g = b * h$$

A_g	3600	cm ²
----------------------	------	-----------------

$$A_{ch} = (b - 2r) * (h - 2r)$$

A_{ch}	2664	cm ²
-----------------------	------	-----------------

Refuerzo transversal

$$s = \min \left[\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{columna}; 10(cm) \right] \text{ en } l_0$$

Datos		
b	45	cm
h	80	cm
Ø	2	cm
-	10	cm

b/4	11.25	
h/4	20	
6φ	12	cm
-	10	cm

s	10	cm
----------	----	----

$$l_0 = \max \left[h; b; \frac{Hc}{6}; 45(cm) \right]$$

Datos		
b	45	cm
h	80	cm
Hc	324	cm
-	10	cm

b	45	cm
h	80	cm
Hc/6	54	cm
-	10	cm

l₀	80	cm
----------------------	----	----

Refuerzo por confinamiento

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s * bc * f'c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * bc * f'c}{f_y}$$

Datos		
s	10	cm
f'c	450	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
A _g	3600	cm ²
bc	71	cm
A _{ch}	2664	cm ²

Lado mayor		
Ash1	8.02	cm ²
Ash2	6.846428571	cm ²

Ash	8.02	cm ²
------------	-------------	-----------------

Datos		
s	10	cm
f'c	450	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
A _g	3600	cm ²
bc	36	cm
A _{ch}	2664	cm ²

Lado menor		
Ash1	4.07	cm ²
Ash2	3.471428571	cm ²

Ash	4.07	cm ²
------------	-------------	-----------------

Refuerzo a corte		
Datos		
b	45	cm
d	80	cm
f'c	450	
f _y	4200	
φ	0.85	
V _u	25.96	ton

Resistencia al corte concre.		
v _u	18.85	kg/cm ²

Resistencia al corte concre.		
V _c	11.24	kg/cm ²

Esfuerzo máximo acero transversal		
V _{max}	44.97	kg/cm ²

Verificación		
V _u -V _c	7.61	OK

Ramas cortas		
d	71	cm
bw	80	cm
Ag	3600	cm ²
Ach	2664	cm ²
Ash1	8.02	cm ²
Ash2	6.846428571	cm ²
Ash	8.02	cm ²
ϕ	12	mm
As	1.13	cm ²
#ramas	7.10	
Ramas colocadas	5	
Ramas colocadas	5 ϕ 12 @ 10 cm	

Ramas largas		
d	36	cm
bw	45	cm
Ag	3600	cm ²
Ach	2664	cm ²
Ash1	4.07	cm ²
Ash2	3.471428571	cm ²
Ash	4.07	cm ²
ϕ	12	mm
As	1.13	cm ²
#ramas	3.60	
Ramas colocadas	3	
Ramas colocadas	3 ϕ 12 @ 10 cm	

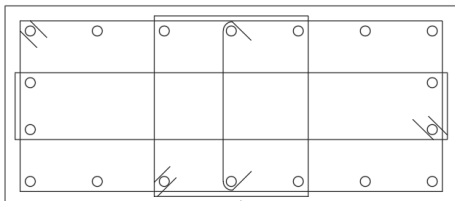


TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1.235	0.3833	0.206	0	0.3833	0.206	0	0.052	0.1209	0.1939	0.052	0.1209	0.1939
Modal	2	1.21	0.1782	0.5923	0	0.5615	0.7983	0	0.1481	0.0559	0.0278	0.2001	0.1768	0.2217
Modal	3	1.076	0.2096	0.0092	0	0.7711	0.8076	0	0.0021	0.0633	0.5625	0.2022	0.2402	0.7843
Modal	4	0.455	0.0002	0.0906	0	0.7713	0.8982	0	0.468	0.0008	0.0012	0.6703	0.241	0.7855
Modal	5	0.412	0.0794	0.0008	0	0.8507	0.899	0	0.0041	0.3118	0.0291	0.6744	0.5528	0.8146
Modal	6	0.372	0.0316	0.0004	0	0.8823	0.8994	0	0.0021	0.126	0.0736	0.6765	0.6788	0.8882
Modal	7	0.271	6.04E-06	0.0487	0	0.8823	0.9481	0	0.1646	1.05E-05	0.0002	0.8411	0.6788	0.8884
Modal	8	0.221	0.0296	0.0001	0	0.9119	0.9482	0	0.0003	0.0724	0.0215	0.8414	0.7512	0.9099
Modal	9	0.205	0.023	0.0001	0	0.9349	0.9483	0	0.0002	0.06	0.0282	0.8416	0.8112	0.938
Modal	10	0.175	9.64E-07	0.0255	0	0.9349	0.9738	0	0.0725	3.04E-06	0.0001	0.9141	0.8112	0.9381
Modal	11	0.134	0.0122	0.0001	0	0.947	0.9738	0	0.0002	0.0342	0.0167	0.9142	0.8454	0.9547
Modal	12	0.126	0.0001	0.0137	0	0.9471	0.9875	0	0.0453	0.0002	2.43E-06	0.9595	0.8455	0.9547
Modal	13	0.125	0.0174	1.96E-06	0	0.9645	0.9875	0	8.12E-06	0.0485	0.0116	0.9595	0.894	0.9663
Modal	14	0.1	0	0.0075	0	0.9645	0.995	0	0.025	0	4.72E-06	0.9845	0.894	0.9663
Modal	15	0.091	0.0052	9.89E-06	0	0.9698	0.995	0	3.17E-05	0.015	0.0119	0.9845	0.909	0.9782
Modal	16	0.085	3.27E-05	0.0038	0	0.9698	0.9988	0	0.0114	0.0001	1.15E-06	0.9959	0.9091	0.9782
Modal	17	0.085	0.0124	1.95E-06	0	0.9821	0.9989	0	5.37E-06	0.0363	0.0048	0.9959	0.9454	0.9831
Modal	18	0.076	0	0.0011	0	0.9821	1	0	0.004	0	7.43E-07	1	0.9454	0.9831
Modal	19	0.068	0.0022	3.76E-06	0	0.9844	1	0	1.28E-05	0.0068	0.008	1	0.9522	0.9911
Modal	20	0.063	0.0083	6.23E-07	0	0.9927	1	0	2.13E-06	0.0255	0.002	1	0.9778	0.9931
Modal	21	0.055	0.0009	1.67E-06	0	0.9936	1	0	5.00E-06	0.0026	0.0046	1	0.9804	0.9976
Modal	22	0.051	0.0047	0	0	0.9983	1	0	5.32E-07	0.0141	0.0007	1	0.9945	0.9984
Modal	23	0.048	0.0002	0	0	0.9985	1	0	1.55E-06	0.0007	0.0014	1	0.9952	0.9998
Modal	24	0.045	0.0015	0	0	1	1	0	0	0.0048	0.0002	1	1	1

Dimensiones finales:

f'c 450						
Niveles [m]	Secciones dirección X		# tramos	Secciones dirección Y		# tramos
	Dirección X	Longitud total [m]		Dirección Y	Longitud total [m]	
Nv.+3.24	70x45	13.6	2	70x40	29.98	3
		15.28	1	50x30	29.98	1
	70x40	15.28	2		20.85	1
	65x35	15.28	1	-	-	-
	50x30	15.28	2	-	-	-
Nv.+6.48	70x45	13.6	2	70x40	29.98	3
		15.28	1	50x30	29.98	1
	70x40	15.28	2		20.85	1
	65x35	15.28	1	-	-	-
	50x30	15.28	2	-	-	-
Nv.+9.72	70x45	12.09	3	70x40	27.14	3
	70x40	12.09	2	50x30	29.98	1
	65x35	12.09	1		20.85	1
	50x30	15.28	1	-	-	-
		13.6	1	-	-	-
Nv.+12.96	70x45	12.09	3	70x40	27.14	3
	70x40	12.09	2	50x30	29.98	1
	65x35	12.09	1		20.85	1
	50x30	15.28	1	-	-	-
		13.6	1	-	-	-
Nv.+16.2	70x45	12.09	3	70x40	27.14	3
	70x40	12.09	2	50x30	29.98	1
	65x35	12.09	1		20.85	1
	50x30	15.28	1	-	-	-
		13.6	1	-	-	-
Nv.+19.44	70x45	12.09	3	70x40	27.14	3
	70x40	12.09	2	50x30	29.98	1
	65x35	12.09	1		20.85	1
	50x30	15.28	1	-	-	-
		13.6	1	-	-	-
Nv.+22.68	50x30	12.09	3	40x30	27.14	3
Nv.+25.92	50x30	12.09	3	40x30	27.14	3

Secciones unitarios pisos 1-8 para vigas de balcones					
Dirección X			Dirección Y		
Secciones	Longitud	# Vigas por piso	Secciones	Longitud	# Vigas por tiempo
50x30	1.51	6	50x30	1.26	3
	1.68	5		1.58	3

Resumen secciones finales vigas con f'c 450						
Niveles [m]	Secciones dirección X		# tramos por piso	Secciones dirección Y		# tramos por piso
	Dirección X	Longitud total [m]		Dirección Y	Longitud total [m]	
Nv.+3.24 a Nv.+19.44	70x40	12.09	4	70x40	29.98	3
	65x35	12.09	2	50x30	29.98	1
	50x30	13.6	1		20.85	1
		15.28	1	-	-	-
Nv.+22.68 a Nv.+25.92	50x30	12.09	6	40x30	29.98	3
	50x30	13.6	1	50x30	29.98	1
	50x30	15.25	1	50x30	20.85	1
	-	-	-	-	-	-

Resumen secciones finales vigas con f'c 450				
Niveles [m]	Dirección X	# tramos por piso	Dirección Y	# tramos por piso
Nv.+3.24 a Nv.+19.44	70x40	4	70x40	3
	65x35	2	50x30	1
	50x30	1		1
	-	1	-	-
Nv.+22.68 a Nv.+25.92	50x30	6	40x30	3
	50x30	1	50x30	1
	50x30	1	50x30	1
	-	-	-	-

Resumen secciones finales columnas con f'c 450				
Niveles [m]	Columnas	Secciones finales		# columnas por piso
		Largo [cm]	Ancho [cm]	
Nv.+3.24 a Nv.+25.92	1A, 1B, 1C, 2A, 2B, 2C, 3A, 3B, 3C, 4A, 4B, 4C, 5A, 5B, 5C, 6A, 6B, 6C	80	45	18

Volumen de concreto en vigas:

Volumen de concreto en vigas

# pisos	8	6
---------	---	---

Vigas losa sentido X

V70x45

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V70x40

b	0.4	m
h	0.7	m
l	12.09	m
# tramos	4	u

V1	13.54	m3
E	106.39	m2

V65x35

b	0.35	m
h	0.65	m
l	12.09	m
# tramos	2	u

V1	5.50	m3
E	48.36	m2

Vigas en volado sentido X

V50x30 Tipo I

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V50x30 Tipo II

b		m
h		m
l		m
# tramos	5	u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V50x30 Tipo III

h	0.5
h	0.3
l	1.68
# tramos	5

V1	1.26	m3
E	0.50	m2

V70x40 Tipo I

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V70x40 Tipo II

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V50x30 Tipo III

h	0.5
h	0.3
l	1.51
# tramos	6

V1	1.36	m3
E	0.45	m2

V65x35 Tipo I

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V65x35 Tipo II

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V50x30 Tipo I

b	0.3	m
h	0.5	m
l	13.6	m
# tramos	1	u

V1	2.04	m3
E	21.76	m2

V50x30 Tipo II

b	0.3	m
h	0.5	m
l	15.28	m
# tramos	1	u

V1	2.29	m3
E	24.45	m2

Vigas losa sentido Y									
V70x40									
b	0.7	m	b		m	b		m	
h	0.4	m	h		m	h		m	
l	27.15	m	l		m	l		m	
#tramos	3	u	#tramos		u	#tramos		u	
V1	22.81	m3	V1	0.00	m3	V1	0.00	m3	
E	179.19	m2	E	0.00	m2	E	0.00	m2	
Vigas en volado sentido Y									
V50x30 Tipo I			V50x30 Tipo I			V50x30 Tipo II			
b	0.3	m	b	0.3	m	b	0.3	m	
h	0.5	m	h	0.5	m	h	0.5	m	
l	29.98	m	l	1.26	m	l	1.58	m	
#tramos	1	u	#tramos	3	u	#tramos	3	u	
V1	4.50	m3	V1	0.57	m3	V1	0.71	m3	
E	47.97	m2	E	6.05	m2	E	7.58	m2	
V50x30 Tipo II			V50x30 Tipo II			V50x30 Tipo II			
b	0.3	m	b	0.3	m	b	0.3	m	
h	0.5	m	h	0.5	m	h	0.5	m	
l	20.85	m	l	1.58	m	l	1.58	m	
#vigas	1	u	#tramos	3	u	#tramos	3	u	
V1	3.13	m3	V1	0.71	m3	V1	0.71	m3	
E	33.36	m2	E	7.58	m2	E	7.58	m2	
Volumen total en vigas por piso		57.70	Volumen total en vigas		461.61	Encofrado total en vigas		2856.40	3704.53
		m3			m3			m2	m2

Volumen de concreto en columnas

C 80x45

a	0.8	m
b	0.45	m
c	3.24	m
#columnas	18	u

V	21.00	m3
E	145.80	m2

C 80x50

a	0.8	m
b	0.5	m
c	3.24	m
#columnas		u

V	0.00	m3
E	0.00	m2

Volumen total en columnas por piso	21.00	m3
------------------------------------	-------	----

Volumen total en columnas	167.96	m3
---------------------------	--------	----

Encofrado total en columnas	1166.40	m2
-----------------------------	---------	----

Volumen de concreto en losas

Datos casetón

a	0.4	m
v	0.1	m
l	0.4	m
h casetón	0.15	m
h losa	0.2	m

Área de la losa

a	13.6	m
l	29.98	m
A	407.73	m2

Área de balcón

a	1.68	m
l	20.85	m
A	35.03	m2

A	442.76	m2
---	--------	----

Volumen losa sin casetón

V	88.55	m3
---	-------	----

Área casetón más nervadura

Ac	0.36	m2
----	------	----

Volumen casetón

Vc	0.024	m3
----	-------	----

Número de casetones por losa

# Casetones	1230	piezas
-------------	------	--------

Volumen del concreto de la losa aligerada

V	59.03	m3
---	-------	----

5% de desperdicio

V+5%	61.98	m3
------	-------	----

Vtotal	495.86208	m3
--------	-----------	----

Volumen de concreto en vigas

# pisos	2
---------	---

Vigas losa sentido X

V50x30

b	0.3	m
h	0.5	m
l	12.09	m
# tramos	3	u

V1	5.44	m3
E	58.03	m2

V50x30

b	0.3	m
h	0.5	m
l	15.28	m
# tramos	5	u

V1	11.46	m3
E	122.24	m2

V65x35

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

Vigas en volado sentido X

V50x30 Tipo I

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

b		m
h		m
l		m
# tramos	5	u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V70x40 Tipo I

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V65x35 Tipo I

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

V50x30 Tipo I

b	0.3	m
h	0.5	m
l	13.6	m
# tramos	1	u

V1	2.04	m3
E	21.76	m2

b	0.3	m
h	0.5	m
l	15.28	m
# tramos	1	u

V1	2.29	m3
E	24.45	m2

V50x30 Tipo III

h	0.5
h	0.3
l	1.68
# tramos	1

V1	0.25	m3
E	0.50	m2

Vigas losa sentido Y

V40x30

b	0.3	m
h	0.4	m
l	29.98	m
# tramos	4	u

V1	14.39	m3
E	167.89	m2

V40x30

b	0.3	m
h	0.4	m
l	20.85	m
# tramos	1	u

V1	2.50	m3
E	29.19	m2

b		m
h		m
l		m
# tramos		u

V1	0.00	m3
E	0.00	m2

Volumen total en vigas por piso	38.12	m3
---------------------------------	-------	----

Volumen total en vigas	76.25	m3
------------------------	-------	----

Encofrado total en vigas	848.12	m2
--------------------------	--------	----

Volumen de concreto en columnas
C 80x45

a	0.8	m
b	0.45	m
c	3.24	m
# columnas	18	u

V	21.00	m3
----------	-------	----

C 70x45

a	0.7	m
b	0.45	m
c	3.24	m
# columnas		u

V	0.00	m3
----------	------	----

Volumen total en columnas por piso	21.00	m3
---	-------	----

Volumen total en columnas	41.99	m3
----------------------------------	-------	----

Volumen de concreto en losas
Datos casetón

a	0.4	m
v	0.1	m
l	0.4	m
h casetón	0.15	m
h losa	0.2	m

Área de la losa

a	13.6	m
l	29.98	m
A	407.73	m2

Área de balcón

a	1.68	m
l	20.85	m
A	35.03	m2

A	442.76	m2
----------	--------	----

Volumen losa sin casetón

V	88.55	m3
----------	-------	----

Área casetón más nervadura

Ac	0.36	m2
-----------	------	----

Volumen casetón

Vc	0.024	m3
-----------	-------	----

Número de casetones por losa

# Casetones	1230	piezas
--------------------	------	--------

Volumen del concreto de la losa aligerada

V	59.03	m3
----------	-------	----

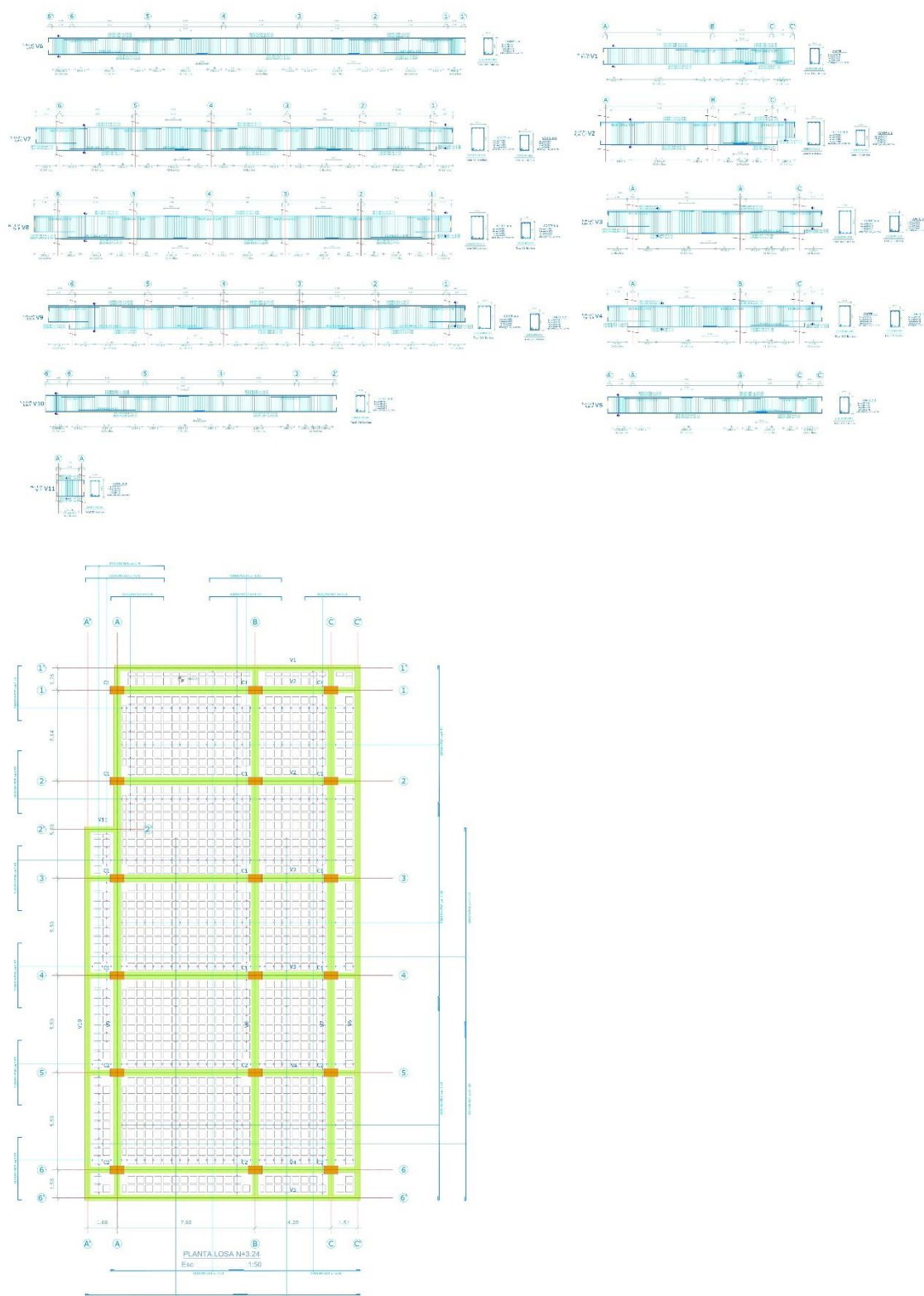
5% de desperdicio

V+5%	61.98	m3
-------------	-------	----

Vtotal	123.96552	m3
---------------	-----------	----

Diseño estructural:

Nv.+3.24

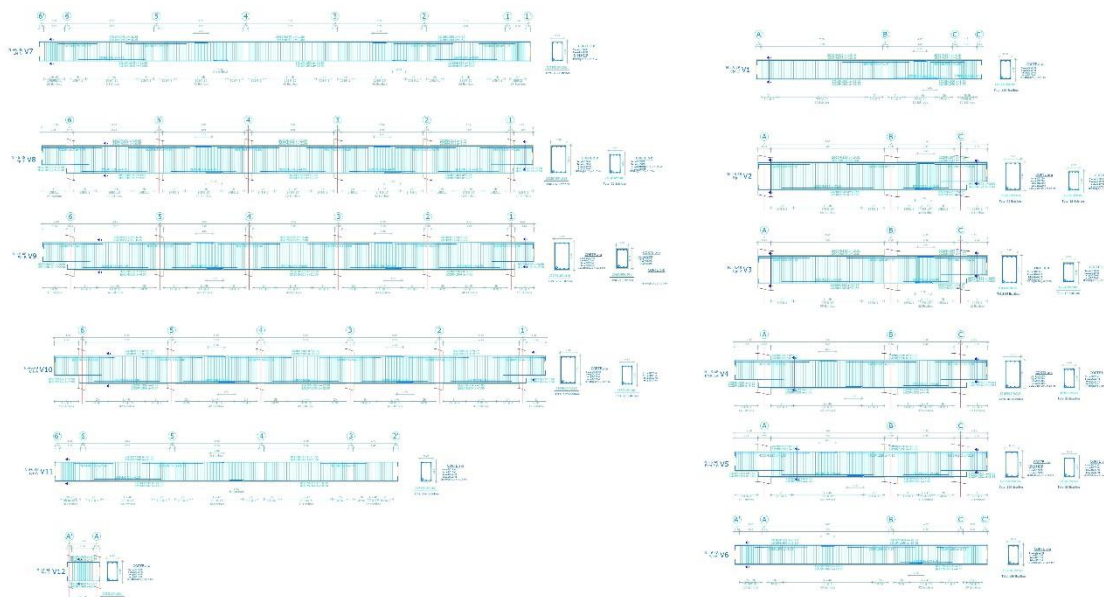


Planilla de aceros:

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS300														
MARCA300														
301	C	16	6	1.97	0.28	0	0	0	0	0	2.53	15.18	24.0	
302	O	10	922	0.25	0.45	0	0	0	0	0.07	1.54	1419.88	876.1	
303	L	20	12	2.9	0.28	0	0	0	0	0	3.18	38.16	94.1	
304	L	20	12	2.58	0.28	0	0	0	0	0	2.86	34.32	84.6	
305	L	20	12	7.95	0.28	0	0	0	0	0	8.23	98.76	243.5	
306	II	20	24	12	0	0	0	0	0	0	12.00	288.00	710.2	
307	L	20	12	9.57	0.28	0	0	0	0	0	9.85	118.20	291.5	
308	II	18	2	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	7.50	15.0	
309	II	20	3	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	12.15	30.0	
310	II	8	7	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	28.35	11.2	
311	II	12	3	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	12.15	10.8	
312	L	20	12	9.77	0.28	0	0	0	0	0	10.05	120.60	297.4	
313	L	20	12	10.45	0.28	0	0	0	0	0	10.73	128.76	317.5	
314	II	20	5	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	18.50	45.6	
315	II	20	5	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	19.00	46.9	
316	II	16	18	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	68.40	107.9	
317	L	18	20	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	69.60	139.1	
318	L	20	9	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	35.37	87.2	
319	O	10	1087	0.35	0.65	0	0	0	0	0.07	2.14	2326.18	1435.3	
320	II	14	6	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	22.50	27.2	
321	II	14	2	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	8.10	9.8	
322	II	18	3	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	11.10	22.2	
323	II	16	2	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	8.10	12.8	
324	II	16	3	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	11.10	17.5	
325	II	14	6	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	22.80	27.5	
326	L	16	10	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	34.80	54.9	
327	L	16	3	10.34	0.28	0	0	0	0	0	10.62	31.86	50.3	
328	L	16	9	11.55	0.28	0	0	0	0	0	11.83	106.47	168.0	
329	II	8	10	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	41.50	16.4	
330	L	16	3	11.54	0.28	0	0	0	0	0	11.82	35.46	56.0	
331	L	16	6	10.35	0.28	0	0	0	0	0	10.63	63.78	100.6	
332	II	8	2	2.85	0	0	0	0	0	0	2.85	5.70	2.3	
333	II	12	1	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	3.75	3.3	
334	II	14	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	5.9	
335	L	16	3	8.47	0.28	0	0	0	0	0	8.75	26.25	41.4	
336	II	16	6	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	70.80	111.7	
337	II	8	1	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	3.85	1.5	
338	L	16	3	9.67	0.28	0	0	0	0	0	9.95	29.85	47.1	
339	II	10	4	2.25	0	0	0	0	0	0	2.25	9.00	5.6	
340	II	8	3	3.65	0	0	0	0	0	0	3.65	10.95	4.3	
341	II	8	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	4.4	
342	II	10	4	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	9.80	6.0	
343	L	16	3	3.58	0.28	0	0	0	0	0	3.86	11.58	18.3	
344	L	16	3	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	34.02	53.7	
345	II	8	1	0.95	0	0	0	0	0	0	0.95	0.95	0.4	
346	II	8	4	3.2	0	0	0	0	0	0	3.20	12.80	5.1	
347	L	16	3	4.18	0.28	0	0	0	0	0	4.46	13.38	21.1	
348	L	16	3	10.46	0.28	0	0	0	0	0	10.74	32.22	50.8	
349	II	10	7	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	14.35	8.9	
350	L	16	3	4.77	0.28	0	0	0	0	0	5.05	15.15	23.9	
351	L	16	3	10.22	0.28	0	0	0	0	0	10.50	31.50	49.7	
352	L	16	3	6.1	0.28	0	0	0	0	0	6.38	19.14	30.2	
353	II	8	2	3.25	0	0	0	0	0	0	3.25	6.50	2.6	
354	L	20	22	2.83	0.28	0	0	0	0	0	3.11	68.42	168.7	
355	L	20	14	3	0.28	0	0	0	0	0	3.28	45.92	113.2	
356	L	20	6	7.36	0.28	0	0	0	0	0	7.64	45.84	113.0	
357	L	20	6	6.47	0.28	0	0	0	0	0	6.75	40.50	99.9	
358	II	16	4	2.8	0	0	0	0	0	0	2.80	11.20	17.7	
359	L	20	14	10.32	0.28	0	0	0	0	0	10.60	148.40	366.0	
360	L	20	14	6.2	0.28	0	0	0	0	0	6.48	90.72	223.7	
361	II	18	18	4.3	0	0	0	0	0	0	4.30	77.40	154.6	
362	L	20	6	4.55	0.28	0	0	0	0	0	4.83	28.98	71.5	
363	O	10	200	0.3	0.6	0	0	0	0	0.07	1.94	388.00	239.4	
364	L	20	8	7.46	0.28	0	0	0	0	0	7.74	61.92	152.7	
365	L	20	8	6.37	0.28	0	0	0	0	0	6.65	53.20	131.2	
366	II	18	8	2.8	0	0	0	0	0	0	2.80	22.40	44.8	
367	L	18	6	4.55	0.28	0	0	0	0	0	4.83	28.98	57.9	
368	L	20	8	3.17	0.28	0	0	0	0	0	3.45	27.60	68.1	
369	L	20	8	10.66	0.28	0	0	0	0	0	10.94	87.52	215.8	
370	L	20	8	4.28	0.28	0	0	0	0	0	4.56	36.48	90.0	
371	L	20	8	10.81	0.28	0	0	0	0	0	11.09	88.72	218.8	
372	L	18	6	3.15	0.28	0	0	0	0	0	3.43	20.58	41.1	

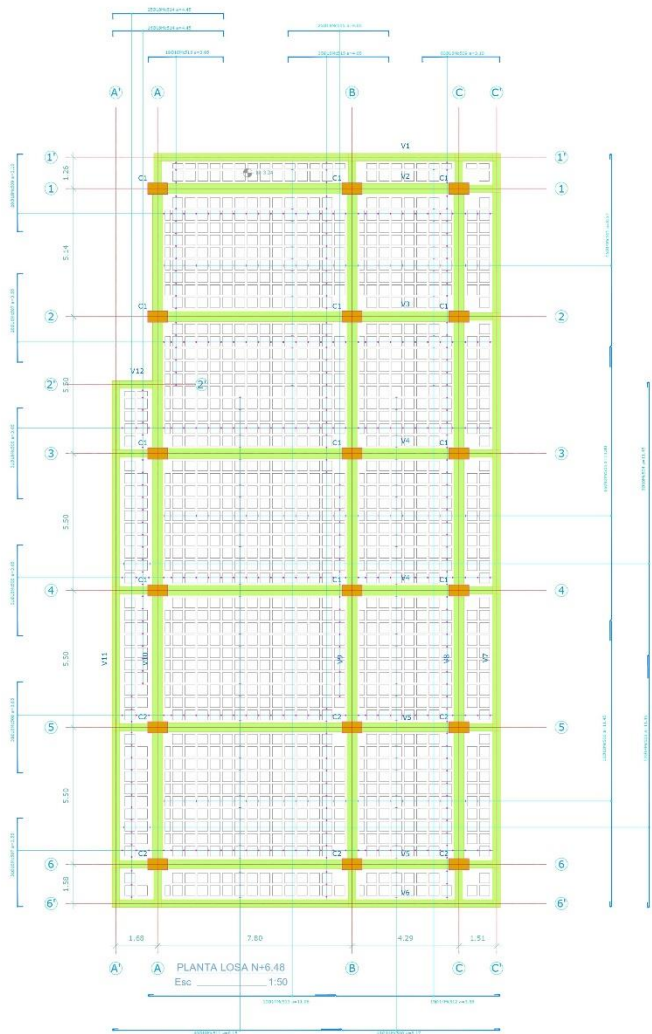
MARCA500														
501	L	12	6	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	69.90	62.1	
502	L	14	2	8.54	0	0	0	0	0	0.2	8.74	17.48	21.1	
503	II	12	28	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	330.40	293.4	
504	L	14	28	11.48	0	0	0	0	0	0.2	11.68	327.04	395.1	
505	C	18	59	3.55	0.22	0	0	0	0	0	3.99	235.41	470.3	
506	C	18	93	3.65	0.22	0	0	0	0	0	4.09	380.37	760.0	
507	C	18	88	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	311.52	622.4	
508	C	18	17	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	83.13	166.1	
509	L	14	41	6.38	0	0	0	0	0	0.2	6.58	269.78	325.9	
510	L	10	41	9.14	0	0	0	0	0	0.2	9.34	382.94	236.3	
511	C	16	18	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	80.82	127.5	
512	C	16	25	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	122.25	192.9	
513	L	16	19	6.58	0	0	0	0	0	0.2	6.78	128.82	203.3	
514	L	12	19	7.51	0	0	0	0	0	0.2	7.71	146.49	130.1	
515	C	18	42	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	188.58	376.8	
516	C	16	19	3	0.22	0	0	0	0	0	3.44	65.36	103.1	
RESUMEN MATERIALES														
φ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	121.9	4167.2	15.9	58.3	670.2	237.6	1736.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO(Kg)	48.1	2571.2	14.1	70.4	1057.6	474.6	4281.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 13003 HORMIGON f'c = 450 Kg/cm2 ACERO fy = 4200 Kg/cm2														

Nv.+6.48



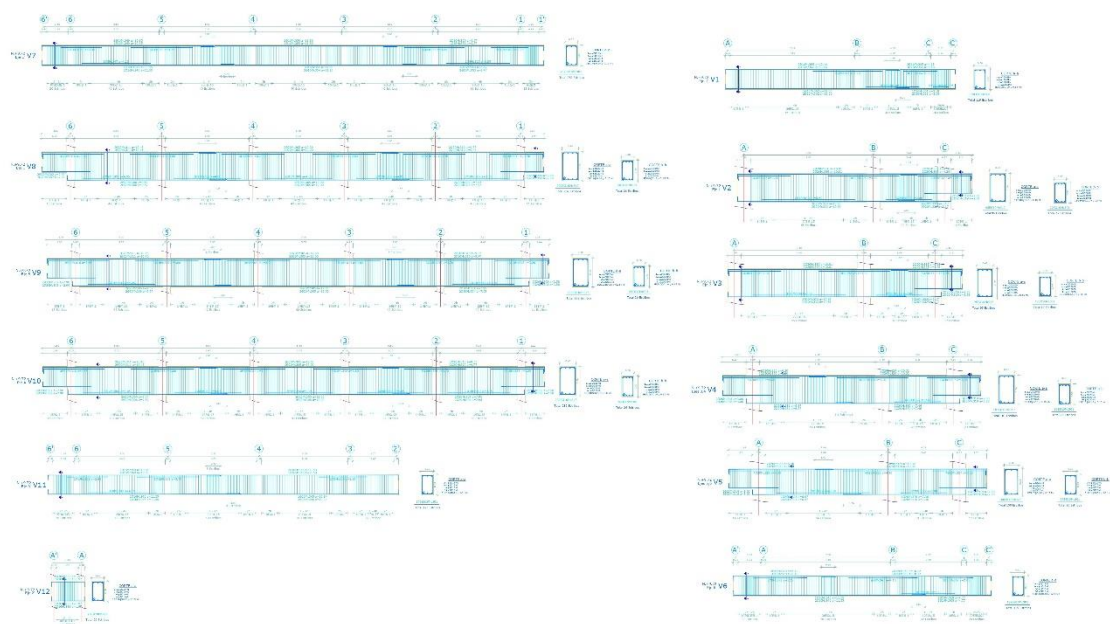
PLANILLA DE ACEROS															
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES								Long Des(m)	Long Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g					
MARCAS300															
MARCA300															
301	O	10	922	0.25	0.45	0	0	0	0	0.07	1.54	1419.88	876.1		
302	L	20	12	2.9	0.28	0	0	0	0	0	3.18	38.16	94.1		
303	L	20	12	2.58	0.28	0	0	0	0	0	2.86	34.32	84.6		
304	L	20	12	7.95	0.28	0	0	0	0	0	8.23	98.76	243.5		
305	II	20	24	12	0	0	0	0	0	0	12.00	288.00	710.2		
306	L	20	12	9.57	0.28	0	0	0	0	0	9.85	118.20	291.5		
307	II	18	6	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	22.50	45.0		
308	II	8	7	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	28.35	11.2		
309	II	12	13	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	52.65	46.8		
310	II	16	4	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	16.20	25.6		
311	L	20	12	9.77	0.28	0	0	0	0	0	10.05	120.60	297.4		
312	L	20	12	10.45	0.28	0	0	0	0	0	10.73	128.76	317.5		
313	II	18	6	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	22.20	44.4		
314	II	14	12	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	45.60	55.1		
315	II	18	6	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	22.80	45.6		
316	L	18	12	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	41.76	83.4		
317	L	20	10	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	39.30	96.9		
318	O	10	1088	0.35	0.65	0	0	0	0	0.07	2.14	2328.32	1436.6		
319	II	16	9	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	34.20	54.0		
320	L	20	14	3	0.28	0	0	0	0	0	3.28	45.92	113.2		
321	L	20	22	2.83	0.28	0	0	0	0	0	3.11	68.42	168.7		
322	L	20	6	7.36	0.28	0	0	0	0	0	7.64	45.84	113.0		
323	L	20	6	6.47	0.28	0	0	0	0	0	6.75	40.50	99.9		
324	II	20	18	2.8	0	0	0	0	0	0	2.80	50.40	124.3		
325	II	8	4	5.6	0	0	0	0	0	0	5.60	22.40	8.8		
326	L	20	14	10.32	0.28	0	0	0	0	0	10.60	148.40	366.0		
327	L	20	14	6.2	0.28	0	0	0	0	0	6.48	90.72	223.7		
328	II	20	23	4.3	0	0	0	0	0	0	4.30	98.90	243.9		
329	L	20	24	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	83.52	206.0		
330	L	20	16	4.55	0.28	0	0	0	0	0	4.83	77.28	190.6		
331	O	10	200	0.3	0.6	0	0	0	0	0.07	1.94	388.00	239.4		
332	L	20	8	7.46	0.28	0	0	0	0	0	7.74	61.92	152.7		
333	L	20	8	6.37	0.28	0	0	0	0	0	6.65	53.20	131.2		
334	L	20	8	3.17	0.28	0	0	0	0	0	3.45	27.60	68.1		
335	L	20	8	10.66	0.28	0	0	0	0	0	10.94	87.52	215.8		
336	II	10	3	5.6	0	0	0	0	0	0	5.60	16.80	10.4		
337	L	20	8	4.28	0.28	0	0	0	0	0	4.56	36.48	90.0		
338	L	20	8	10.81	0.28	0	0	0	0	0	11.09	88.72	218.8		
339	L	20	7	3.15	0.28	0	0	0	0	0	3.43	24.01	59.2		
340	C	16	6	1.97	0.28	0	0	0	0	0	2.53	15.18	24.0		
341	II	20	3	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	12.15	30.0		
342	II	20	5	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	18.50	45.6		
343	II	20	5	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	19.00	46.9		
344	L	16	3	10.34	0.28	0	0	0	0	0	10.62	31.86	50.3		
345	L	16	9	11.55	0.28	0	0	0	0	0	11.83	106.47	168.0		
346	II	8	10	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	41.50	16.4		
347	L	16	3	11.54	0.28	0	0	0	0	0	11.82	35.46	56.0		
348	L	16	6	10.35	0.28	0	0	0	0	0	10.63	63.78	100.6		
349	II	8	2	2.85	0	0	0	0	0	0	2.85	5.70	2.3		
350	II	12	1	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	3.75	3.3		
351	II	14	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	5.9		
352	L	16	3	8.47	0.28	0	0	0	0	0	8.75	26.25	41.4		
353	II	16	6	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	70.80	111.7		
354	II	8	1	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	3.85	1.5		
355	L	16	3	9.67	0.28	0	0	0	0	0	9.95	29.85	47.1		
356	II	10	4	2.25	0	0	0	0	0	0	2.25	9.00	5.6		
357	II	8	3	3.65	0	0	0	0	0	0	3.65	10.95	4.3		
358	II	8	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	4.4		
359	II	10	4	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	9.80	6.0		
360	L	16	3	3.58	0.28	0	0	0	0	0	3.86	11.58	18.3		
361	L	16	3	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	34.02	53.7		
362	II	8	1	0.95	0	0	0	0	0	0	0.95	0.95	0.4		
363	II	8	4	3.2	0	0	0	0	0	0	3.20	12.80	5.1		
364	L	16	3	4.18	0.28	0	0	0	0	0	4.46	13.38	21.1		
365	L	16	3	10.46	0.28	0	0	0	0	0	10.74	32.22	50.8		
366	II	10	7	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	14.35	8.9		
367	L	16	3	4.77	0.28	0	0	0	0	0	5.05	15.15	23.9		
368	L	16	3	10.22	0.28	0	0	0	0	0	10.50	31.50	49.7		
369	L	16	3	6.1	0.28	0	0	0	0	0	6.38	19.14	30.2		
370	II	8	2	3.25	0	0	0	0	0	0	3.25	6.50	2.6		
RESUMEN MATERIALES															
ϕ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-	
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-	
L(m)	144.3	4186.2	56.4	50.5	587.0	109.3	2045.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	
PESO (Kg)	57.0	2582.9	50.1	61.0	926.3	218.3	5043.2	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	
Wtot (Kg) = 8939															
HORMIGON Fc = 450 Kg/cm2															
ACERO fy= 4200 Kg/cm2															

Planilla losas pisos 2-4:

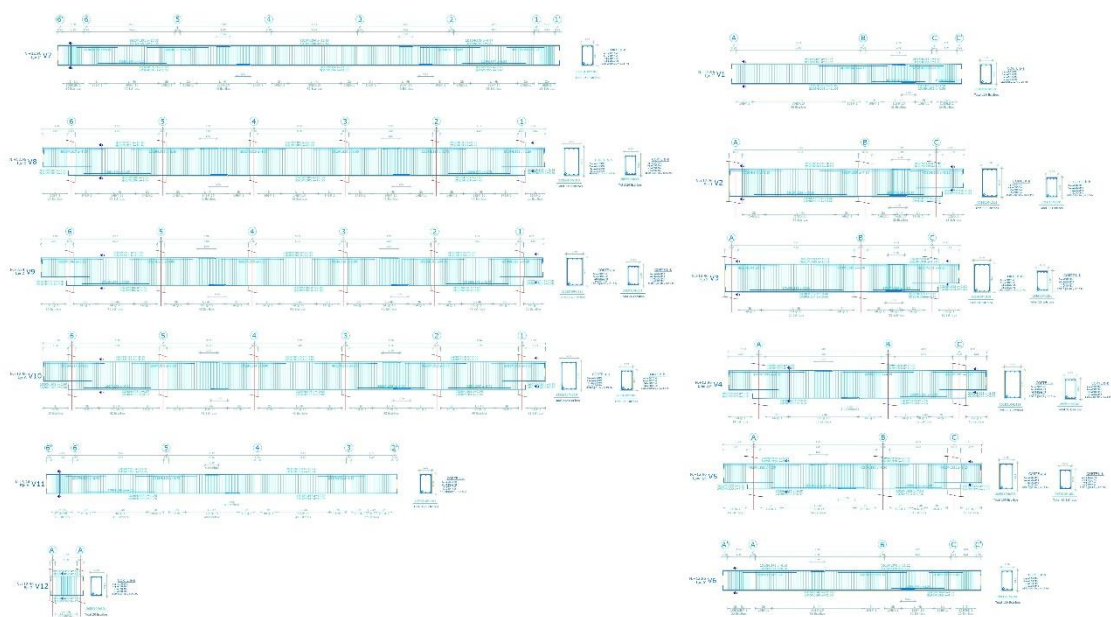


PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS500														
MARCA500														
501	L	14	16	8.57	0	0	0	0	0	0.2	8.77	140.32	169.5	
503	L	14	12	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	139.80	168.9	
504	L	10	3	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	34.95	21.6	
505	II	12	16	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	188.80	167.7	
506	L	12	16	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	186.40	165.5	
507	C	18	59	3.55	0.22	0	0	0	0	0	3.99	235.41	470.3	
508	C	18	93	3.65	0.22	0	0	0	0	0	4.09	380.37	760.0	
509	C	18	88	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	311.52	622.4	
510	L	14	41	8.17	0	0	0	0	0	0.2	8.37	343.17	414.5	
511	L	10	40	8.15	0	0	0	0	0	0.2	8.35	334.00	206.1	
512	L	14	19	3.88	0	0	0	0	0	0.2	4.08	77.52	93.6	
513	L	14	19	11.06	0	0	0	0	0	0.2	11.26	213.94	258.4	
514	C	18	41	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	200.49	400.6	
515	C	18	60	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	269.40	538.3	
516	C	18	19	3.05	0.22	0	0	0	0	0	3.49	66.31	132.5	
RESUMEN MATERIALES														
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	0.0	369.0	375.2	914.8	0.0	1463.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO(Kg)	0.0	227.6	333.2	1105.0	0.0	2924.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 4590														
HORMIGON f'c = 450 Kg/cm2														
ACERO fy= 4200 Kg/cm2														

Nv.+9.72



PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS300														
MARCA300														
301	O	10	922	0.25	0.45	0	0	0	0	0.07	1.54	1419.88	876.1	
302	L	20	12	2.9	0.28	0	0	0	0	0	3.18	38.16	94.1	
303	L	20	12	2.58	0.28	0	0	0	0	0	2.86	34.32	84.6	
304	L	20	12	7.95	0.28	0	0	0	0	0	8.23	98.76	243.5	
305	II	20	24	12	0	0	0	0	0	0	12.00	288.00	710.2	
306	L	20	12	9.57	0.28	0	0	0	0	0	9.85	118.20	291.5	
307	II	18	4	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	15.00	30.0	
308	II	12	9	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	36.45	32.4	
309	II	16	2	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	8.10	12.8	
310	L	20	12	9.77	0.28	0	0	0	0	0	10.05	120.60	297.4	
311	L	20	12	10.45	0.28	0	0	0	0	0	10.73	128.76	317.5	
312	II	18	6	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	22.20	44.4	
313	II	14	8	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	30.40	36.7	
314	II	16	18	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	68.40	107.9	
315	L	18	12	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	41.76	83.4	
316	L	20	9	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	35.37	87.2	
317	O	10	1088	0.35	0.65	0	0	0	0	0.07	2.14	2328.32	1436.6	
318	L	20	14	3	0.28	0	0	0	0	0	3.28	45.92	113.2	
319	L	20	22	2.83	0.28	0	0	0	0	0	3.11	68.42	168.7	
320	L	20	6	7.36	0.28	0	0	0	0	0	7.64	45.84	113.0	
321	L	20	6	6.47	0.28	0	0	0	0	0	6.75	40.50	99.9	
322	II	20	18	2.8	0	0	0	0	0	0	2.80	50.40	124.3	
323	II	8	4	5.6	0	0	0	0	0	0	5.60	22.40	8.8	
324	L	20	14	10.32	0.28	0	0	0	0	0	10.60	148.40	366.0	
325	L	20	14	6.2	0.28	0	0	0	0	0	6.48	90.72	223.7	
326	II	20	23	4.3	0	0	0	0	0	0	4.30	98.90	243.9	
327	L	20	24	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	83.52	206.0	
328	L	20	16	4.55	0.28	0	0	0	0	0	4.83	77.28	190.6	
329	O	10	200	0.3	0.6	0	0	0	0	0.07	1.94	388.00	239.4	
330	L	20	8	7.46	0.28	0	0	0	0	0	7.74	61.92	152.7	
331	L	20	8	6.37	0.28	0	0	0	0	0	6.65	53.20	131.2	
332	L	20	8	3.17	0.28	0	0	0	0	0	3.45	27.60	68.1	
333	L	20	8	10.66	0.28	0	0	0	0	0	10.94	87.52	215.8	
334	II	10	3	5.6	0	0	0	0	0	0	5.60	16.80	10.4	
335	L	20	8	4.28	0.28	0	0	0	0	0	4.56	36.48	90.0	
336	L	20	8	10.81	0.28	0	0	0	0	0	11.09	88.72	218.8	
337	L	20	7	3.15	0.28	0	0	0	0	0	3.43	24.01	59.2	
338	C	16	6	1.97	0.28	0	0	0	0	0	2.53	15.18	24.0	
339	II	20	3	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	12.15	30.0	
340	II	8	4	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	16.20	6.4	
341	II	20	5	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	18.50	45.6	
342	II	20	5	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	19.00	46.9	
343	II	14	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	13.6	
344	II	14	2	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	8.10	9.8	
345	L	16	3	10.34	0.28	0	0	0	0	0	10.62	31.86	50.3	
346	L	16	9	11.55	0.28	0	0	0	0	0	11.83	106.47	168.0	
347	II	8	10	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	41.50	16.4	
348	L	16	3	11.54	0.28	0	0	0	0	0	11.82	35.46	56.0	
349	L	16	6	10.35	0.28	0	0	0	0	0	10.63	63.78	100.6	
350	II	8	2	2.85	0	0	0	0	0	0	2.85	5.70	2.3	
351	II	12	1	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	3.75	3.3	
352	II	14	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	5.9	
353	L	16	3	8.47	0.28	0	0	0	0	0	8.75	26.25	41.4	
354	II	16	6	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	70.80	111.7	
355	II	8	1	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	3.85	1.5	
356	L	16	3	9.67	0.28	0	0	0	0	0	9.95	29.85	47.1	
357	II	10	4	2.25	0	0	0	0	0	0	2.25	9.00	5.6	
358	II	8	3	3.65	0	0	0	0	0	0	3.65	10.95	4.3	
359	II	8	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	4.4	
360	II	10	4	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	9.80	6.0	
361	L	16	3	3.58	0.28	0	0	0	0	0	3.86	11.58	18.3	
362	L	16	3	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	34.02	53.7	
363	II	8	1	0.95	0	0	0	0	0	0	0.95	0.95	0.4	
364	II	8	4	3.2	0	0	0	0	0	0	3.20	12.80	5.1	
365	L	16	3	4.18	0.28	0	0	0	0	0	4.46	13.38	21.1	
366	L	16	3	10.46	0.28	0	0	0	0	0	10.74	32.22	50.8	
367	II	10	7	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	14.35	8.9	
368	L	16	3	4.77	0.28	0	0	0	0	0	5.05	15.15	23.9	
369	L	16	3	10.22	0.28	0	0	0	0	0	10.50	31.50	49.7	
370	L	16	3	6.1	0.28	0	0	0	0	0	6.38	19.14	30.2	
371	II	8	2	3.25	0	0	0	0	0	0	3.25	6.50	2.6	
RESUMEN MATERIALES														
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	132.1	4186.2	40.2	54.7	613.1	79.0	2041.2	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO(Kg)	52.2	2582.9	35.7	66.0	967.5	157.8	5033.5	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 8896														
HORMIGON f'c = 450 Kg/cm2														
ACERO fy= 4200 Kg/cm2														

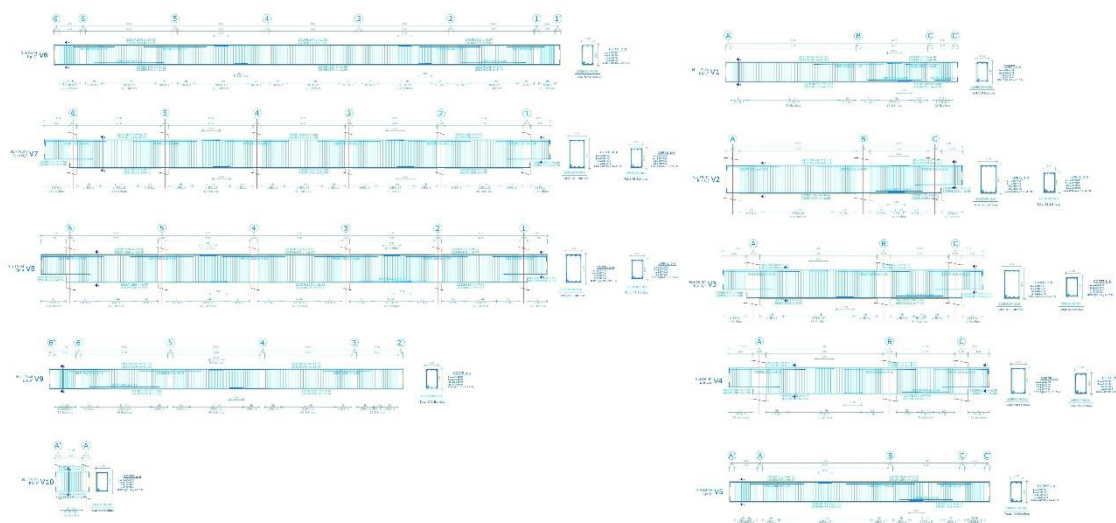
Nv.+12.96

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS300														
MARCA300														
301	C	16	6	1.97	0.28	0	0	0	0	0	2.53	15.18	24.0	
302	O	10	922	0.25	0.45	0	0	0	0	0.07	1.54	1419.88	876.1	
303	L	20	14	3	0.28	0	0	0	0	0	3.28	45.92	113.2	
304	L	20	22	2.83	0.28	0	0	0	0	0	3.11	68.42	168.7	
305	L	20	6	7.36	0.28	0	0	0	0	0	7.64	45.84	113.0	
306	L	20	6	6.47	0.28	0	0	0	0	0	6.75	40.50	99.9	
307	II	16	4	2.8	0	0	0	0	0	0	2.80	11.20	17.7	
308	L	20	14	10.32	0.28	0	0	0	0	0	10.60	148.40	366.0	
309	L	20	14	6.2	0.28	0	0	0	0	0	6.48	90.72	223.7	
310	II	20	18	4.3	0	0	0	0	0	0	4.30	77.40	190.9	
311	L	18	18	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	62.64	125.2	
312	L	20	14	4.55	0.28	0	0	0	0	0	4.83	67.62	166.8	
313	O	10	200	0.3	0.6	0	0	0	0	0.07	1.94	388.00	239.4	
314	L	20	8	7.46	0.28	0	0	0	0	0	7.74	61.92	152.7	
315	L	20	8	6.37	0.28	0	0	0	0	0	6.65	53.20	131.2	
316	II	12	12	2.8	0	0	0	0	0	0	2.80	33.60	29.8	
317	O	10	1090	0.35	0.65	0	0	0	0	0.07	2.14	2332.60	1439.2	
318	L	20	8	3.17	0.28	0	0	0	0	0	3.45	27.60	68.1	
319	L	20	8	10.66	0.28	0	0	0	0	0	10.94	87.52	215.8	
320	L	20	8	4.28	0.28	0	0	0	0	0	4.56	36.48	90.0	
321	L	20	8	10.81	0.28	0	0	0	0	0	11.09	88.72	218.8	
322	L	20	6	3.15	0.28	0	0	0	0	0	3.43	20.58	50.8	
323	L	20	12	2.9	0.28	0	0	0	0	0	3.18	38.16	94.1	
324	L	20	12	2.58	0.28	0	0	0	0	0	2.86	34.32	84.6	
325	L	20	12	7.95	0.28	0	0	0	0	0	8.23	98.76	243.5	
326	II	20	24	12	0	0	0	0	0	0	12.00	288.00	710.2	
327	L	20	12	9.57	0.28	0	0	0	0	0	9.85	118.20	291.5	
328	II	16	3	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	12.15	19.2	
329	L	20	12	9.77	0.28	0	0	0	0	0	10.05	120.60	297.4	
330	L	20	12	10.45	0.28	0	0	0	0	0	10.73	128.76	317.5	
331	II	20	4	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	14.80	36.5	
332	II	20	3	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	11.40	28.1	
333	II	14	2	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	7.60	9.2	
334	L	14	2	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	6.96	8.4	
335	L	14	8	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	31.44	38.0	
336	II	10	6	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	22.20	13.7	
337	II	10	16	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	60.80	37.5	
338	II	12	6	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	22.80	20.2	
339	L	16	4	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	13.92	22.0	
340	L	16	3	10.34	0.28	0	0	0	0	0	10.62	31.86	50.3	
341	L	16	9	11.55	0.28	0	0	0	0	0	11.83	106.47	168.0	
342	II	8	10	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	41.50	16.4	
343	L	16	3	11.54	0.28	0	0	0	0	0	11.82	35.46	56.0	
344	L	16	6	10.35	0.28	0	0	0	0	0	10.63	63.78	100.6	
345	II	8	2	2.85	0	0	0	0	0	0	2.85	5.70	2.3	
346	II	12	1	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	3.75	3.3	
347	II	14	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	5.9	
348	L	16	3	8.47	0.28	0	0	0	0	0	8.75	26.25	41.4	
349	II	16	6	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	70.80	111.7	
350	II	8	1	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	3.85	1.5	
351	L	16	3	9.67	0.28	0	0	0	0	0	9.95	29.85	47.1	
352	II	10	4	2.25	0	0	0	0	0	0	2.25	9.00	5.6	
353	II	8	3	3.65	0	0	0	0	0	0	3.65	10.95	4.3	
354	II	8	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	4.4	
355	II	10	4	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	9.80	6.0	
356	L	16	3	3.58	0.28	0	0	0	0	0	3.86	11.58	18.3	
357	L	16	3	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	34.02	53.7	
358	II	8	1	0.95	0	0	0	0	0	0	0.95	0.95	0.4	
359	II	8	4	3.2	0	0	0	0	0	0	3.20	12.80	5.1	
360	L	16	3	4.18	0.28	0	0	0	0	0	4.46	13.38	21.1	
361	L	16	3	10.46	0.28	0	0	0	0	0	10.74	32.22	50.8	
362	II	10	7	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	14.35	8.9	
363	L	16	3	4.77	0.28	0	0	0	0	0	5.05	15.15	23.9	
364	L	16	3	10.22	0.28	0	0	0	0	0	10.50	31.50	49.7	
365	L	16	3	6.1	0.28	0	0	0	0	0	6.38	19.14	30.2	
366	II	8	2	3.25	0	0	0	0	0	0	3.25	6.50	2.6	
RESUMEN MATERIALES														
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	93.5	4256.6	60.2	50.9	573.9	62.6	1813.8	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO (Kg)	36.9	2626.3	53.4	61.5	905.6	125.2	4472.9	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 8282														
HORMIGON Fc = 450 Kg/cm2														
ACERO fy= 4200 Kg/cm2														

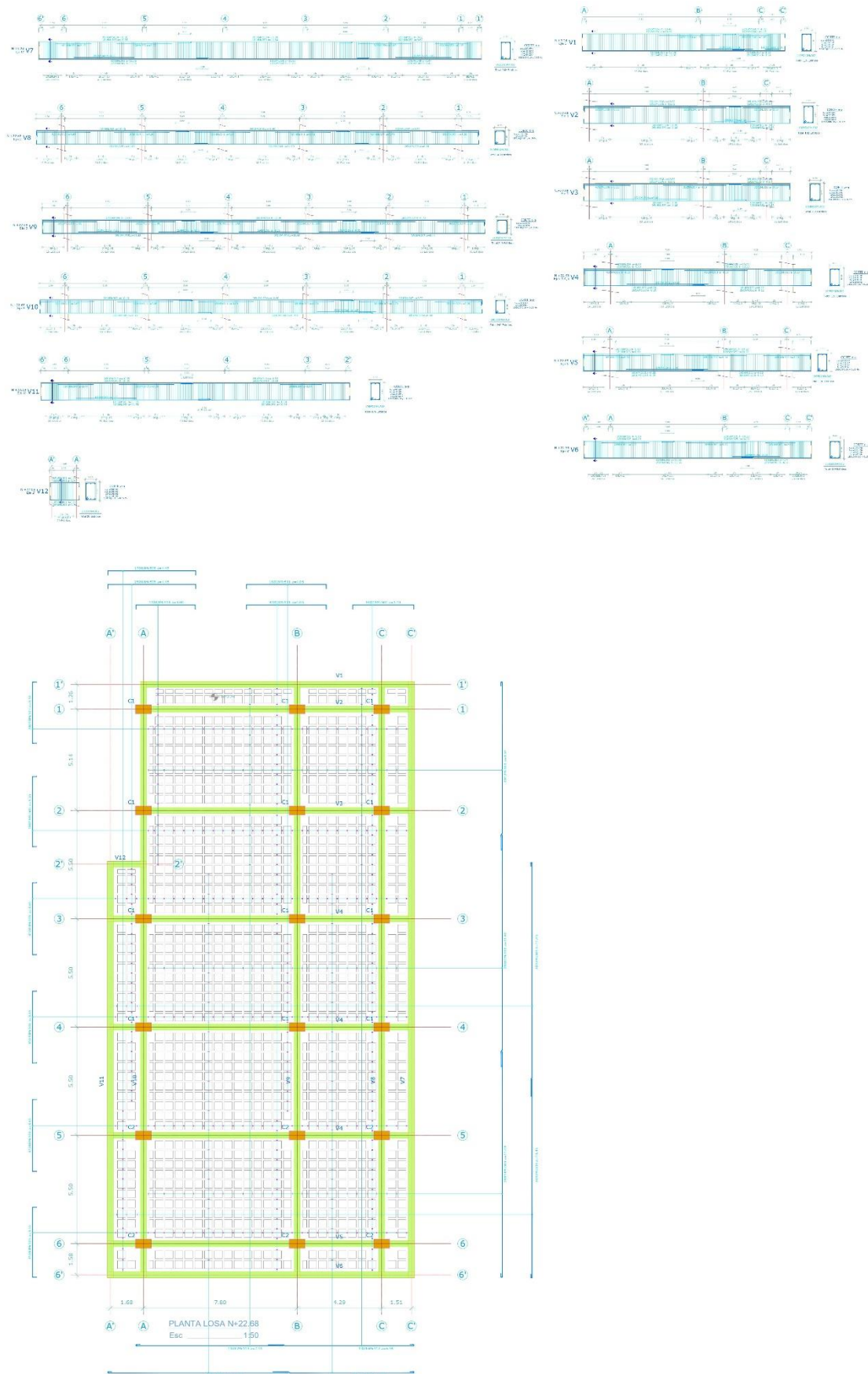
Planilla pisos 5-6

PLANILLA DE ACEROS															
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES								Long Des(m)	Long Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g					
MARCAS 500															
MARCA 500															
501	L	12	2	8.54	0	0	0	0	0	0.2	8.74	17.48	15.5		
502	II	12	28	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	330.40	293.4		
503	L	14	28	11.48	0	0	0	0	0	0.2	11.68	327.04	395.1		
504	L	12	6	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	69.90	62.1		
505	C	18	59	3.55	0.22	0	0	0	0	0	3.99	235.41	470.3		
506	C	18	93	3.65	0.22	0	0	0	0	0	4.09	380.37	760.0		
507	C	18	88	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	311.52	622.4		
508	C	18	17	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	83.13	166.1		
509	L	14	41	6.38	0	0	0	0	0	0.2	6.58	269.78	325.9		
510	L	10	41	9.14	0	0	0	0	0	0.2	9.34	382.94	236.3		
511	C	16	18	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	80.82	127.5		
512	C	16	25	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	122.25	192.9		
513	L	16	19	6.58	0	0	0	0	0	0.2	6.78	128.82	203.3		
514	L	12	19	7.51	0	0	0	0	0	0.2	7.71	146.49	130.1		
515	C	18	42	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	188.58	376.8		
516	C	16	19	3	0.22	0	0	0	0	0	3.44	65.36	103.1		
RESUMEN MATERIALES															
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-	
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-	
L(m)	0.0	382.9	564.3	596.8	397.3	1199.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	
PESO (Kg)	0.0	236.3	501.1	721.0	626.9	2395.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	
Wtot (Kg) = 4481															
HORMIGON Fc = 450 Kg/cm2															
ACERO fv = 4200 Kg/cm2															

Nv+19.44



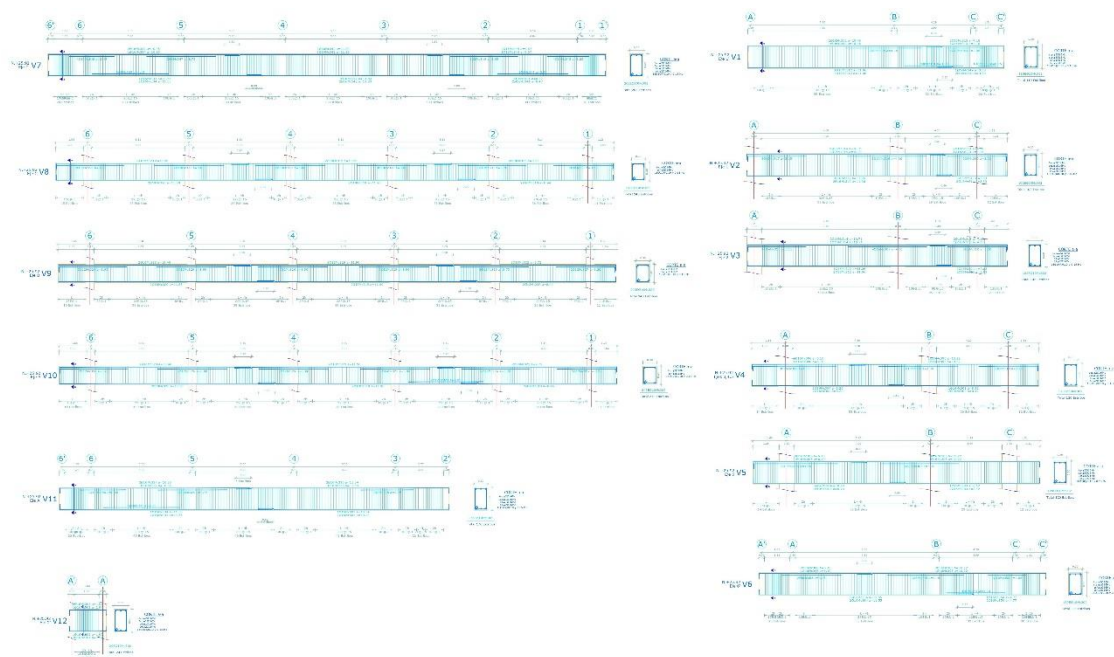
Nv.+22.68

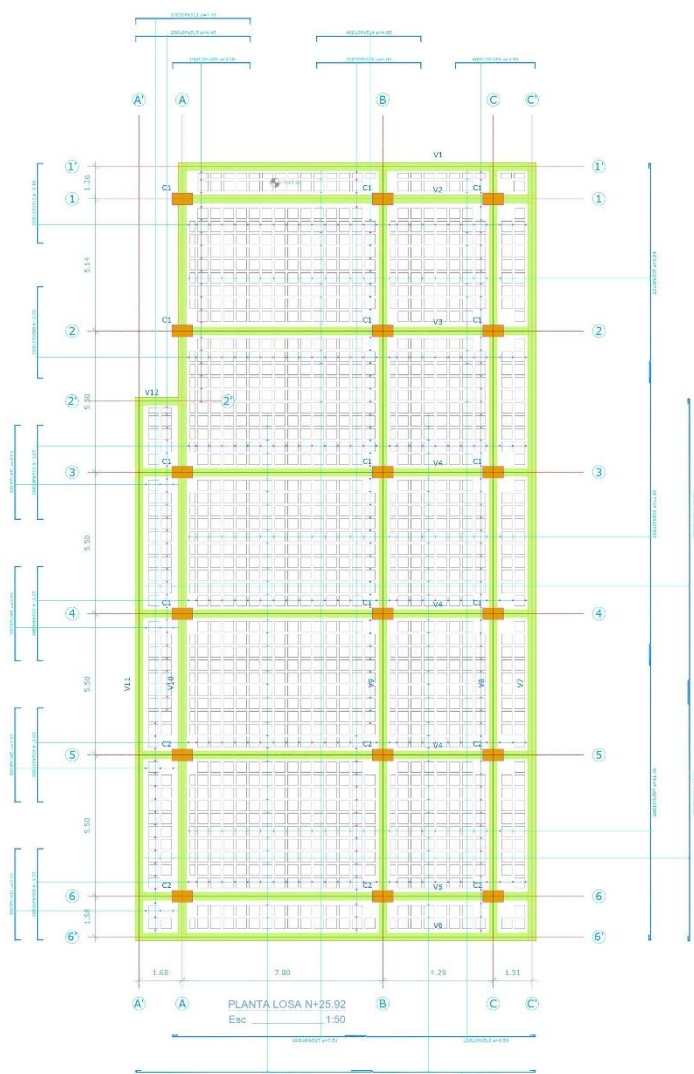


PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS300														
MARCA300														
301	C	16	6	1.97	0.28	0	0	0	0	0	2.53	15.18	24.0	
302	O	10	1400	0.25	0.45	0	0	0	0	0.07	1.54	2156.00	1330.3	
303	L	18	6	8.44	0.28	0	0	0	0	0	8.72	52.32	104.5	
304	II	18	12	11.9	0	0	0	0	0	0	11.90	142.80	285.3	
305	L	18	6	11.68	0.28	0	0	0	0	0	11.96	71.76	143.4	
306	II	12	3	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	12.15	10.8	
307	L	18	6	9.72	0.28	0	0	0	0	0	10.00	60.00	119.9	
308	L	18	6	10.4	0.28	0	0	0	0	0	10.68	64.08	128.0	
309	II	18	3	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	11.10	22.2	
310	II	18	3	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	11.40	22.8	
311	II	14	15	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	57.00	68.9	
312	L	14	2	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	6.96	8.4	
313	L	14	6	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	23.58	28.5	
314	O	10	720	0.25	0.35	0	0	0	0	0.07	1.34	964.80	595.3	
315	II	8	4	4.05	0	0	0	0	0	0	4.05	16.20	6.4	
316	II	16	3	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	11.10	17.5	
317	II	16	9	3.8	0	0	0	0	0	0	3.80	34.20	54.0	
318	L	16	3	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	10.44	16.5	
319	L	16	3	3.65	0.28	0	0	0	0	0	3.93	11.79	18.6	
320	II	14	3	3.7	0	0	0	0	0	0	3.70	11.10	13.4	
321	L	12	18	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	62.64	55.6	
322	L	16	12	8.12	0.28	0	0	0	0	0	8.40	100.80	159.1	
323	L	16	12	8.2	0.28	0	0	0	0	0	8.48	101.76	160.6	
324	II	8	1	5.6	0	0	0	0	0	0	5.60	5.60	2.2	
325	L	16	15	10.22	0.28	0	0	0	0	0	10.50	157.50	248.5	
326	L	16	15	6.1	0.28	0	0	0	0	0	6.38	95.70	151.0	
327	II	10	2	4.3	0	0	0	0	0	0	4.30	8.60	5.3	
328	L	10	2	3.2	0.28	0	0	0	0	0	3.48	6.96	4.3	
329	L	18	15	4.55	0.28	0	0	0	0	0	4.83	72.45	144.8	
330	II	12	9	5.6	0	0	0	0	0	0	5.60	50.40	44.8	
331	II	18	12	4.3	0	0	0	0	0	0	4.30	51.60	103.1	
332	L	16	6	3.83	0.28	0	0	0	0	0	4.11	24.66	38.9	
333	L	16	9	11.06	0.28	0	0	0	0	0	11.34	102.06	161.1	
334	II	10	3	5.6	0	0	0	0	0	0	5.60	16.80	10.4	
335	L	16	6	4.17	0.28	0	0	0	0	0	4.45	26.70	42.1	
336	L	16	6	10.72	0.28	0	0	0	0	0	11.00	66.00	104.1	
337	II	20	3	4.3	0	0	0	0	0	0	4.30	12.90	31.8	
338	L	18	7	3.15	0.28	0	0	0	0	0	3.43	24.01	48.0	
339	II	8	1	2.8	0	0	0	0	0	0	2.80	2.80	1.1	
340	II	14	4	4.3	0	0	0	0	0	0	4.30	17.20	20.8	
341	L	16	3	10.34	0.28	0	0	0	0	0	10.62	31.86	50.3	
342	L	16	9	11.55	0.28	0	0	0	0	0	11.83	106.47	168.0	
343	II	8	10	4.15	0	0	0	0	0	0	4.15	41.50	16.4	
344	L	16	3	11.54	0.28	0	0	0	0	0	11.82	35.46	56.0	
345	L	16	6	10.35	0.28	0	0	0	0	0	10.63	63.78	100.6	
346	II	8	2	2.85	0	0	0	0	0	0	2.85	5.70	2.3	
347	II	12	1	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	3.75	3.3	
348	II	14	2	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	4.90	5.9	
349	L	16	3	8.47	0.28	0	0	0	0	0	8.75	26.25	41.4	
350	II	16	6	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	70.80	111.7	
351	II	8	1	3.85	0	0	0	0	0	0	3.85	3.85	1.5	
352	L	16	3	9.67	0.28	0	0	0	0	0	9.95	29.85	47.1	
353	II	10	4	2.25	0	0	0	0	0	0	2.25	9.00	5.6	
354	II	8	3	3.65	0	0	0	0	0	0	3.65	10.95	4.3	
355	II	8	3	3.75	0	0	0	0	0	0	3.75	11.25	4.4	
356	II	10	4	2.45	0	0	0	0	0	0	2.45	9.80	6.0	
357	L	16	3	3.58	0.28	0	0	0	0	0	3.86	11.58	18.3	
358	II	8	1	0.95	0	0	0	0	0	0	0.95	0.95	0.4	
359	II	8	4	3.2	0	0	0	0	0	0	3.20	12.80	5.1	
360	L	16	3	4.18	0.28	0	0	0	0	0	4.46	13.38	21.1	
361	L	16	3	10.46	0.28	0	0	0	0	0	10.74	32.22	50.8	
362	II	10	7	2.05	0	0	0	0	0	0	2.05	14.35	8.9	
363	L	16	3	4.77	0.28	0	0	0	0	0	5.05	15.15	23.9	
364	II	8	2	3.25	0	0	0	0	0	0	3.25	6.50	2.6	
MARCA500														
501	L	12	2	8.54	0	0	0	0	0	0.2	8.74	17.48	15.5	
502	II	12	28	11.8	0	0	0	0	0	0	11.80	330.40	293.4	
503	L	14	28	11.48	0	0	0	0	0	0.2	11.68	327.04	395.1	
504	L	12	6	11.45	0	0	0	0	0	0.2	11.65	69.90	62.1	
505	C	18	59	3.55	0.22	0	0	0	0	0	3.99	235.41	470.3	
506	C	18	93	3.65	0.22	0	0	0	0	0	4.09	380.37	760.0	
507	C	18	88	3.1	0.22	0	0	0	0	0	3.54	311.52	622.4	
508	C	18	42	4.45	0.22	0	0	0	0	0	4.89	205.38	410.3	
509	L	14	41	6.38	0	0	0	0	0	0.2	6.58	269.78	325.9	
510	L	10	41	9.14	0	0	0	0	0	0.2	9.34	382.94	236.3	
511	C	18	60	4.05	0.22	0	0	0	0	0	4.49	269.40	538.3	
512	L	16	19	6.58	0	0	0	0	0	0.2	6.78	128.82	203.3	
513	L	12	19	7.51	0	0	0	0	0	0.2	7.71	146.49	130.1	
514	C	18	19	3	0.22	0	0	0	0	0	3.44	65.36	130.6	

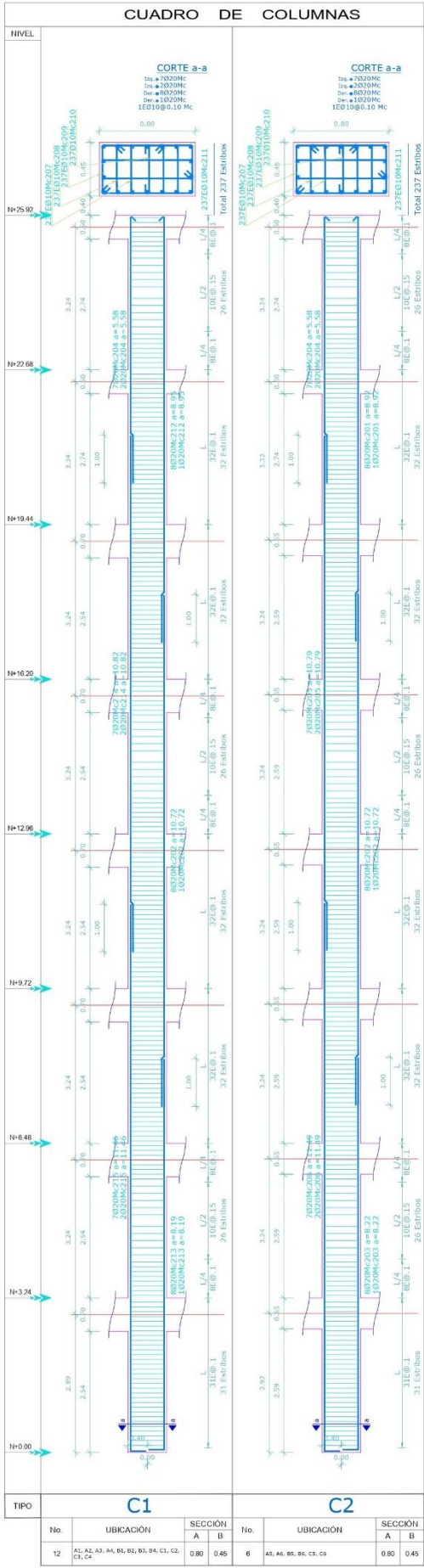
RESUMEN MATERIALES													
ϕ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-
L(m)	118.1	3186.3	128.9	120.7	1194.7	561.5	12.9	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-
PESO (Kg)	46.6	1966.0	114.5	145.9	1885.2	1121.9	31.8	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-
W_{tot} (Kg) = 9906 HORMIGON f_c = 450 Kg/cm² ACERO f_y = 4200 Kg/cm²													

Nv.+25.92





Diseño y planilla aceros columnas:



PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS200														
MARCA200														
201	L	20	54	8.92	0.15	0	0	0	0	0	9.07	489.78	1207.8	
202	II	20	162	10.72	0	0	0	0	0	0	10.72	1736.64	4282.6	
203	L	20	54	8.22	0.32	0	0	0	0	0	8.54	461.16	1137.2	
204	L	20	162	5.58	0.15	0	0	0	0	0	5.73	928.26	2289.1	
205	II	20	54	10.79	0	0	0	0	0	0	10.79	582.66	1436.8	
206	L	20	54	11.49	0.32	0	0	0	0	0	11.81	637.74	1572.7	
207	O	10	4266	0.4	0.27	0	0	0	0	0.07	1.48	6313.68	3895.5	
208	O	10	4266	0.4	0.51	0	0	0	0	0.07	1.96	8361.36	5159.0	
209	O	10	4266	0.15	0.75	0	0	0	0	0.07	1.94	8276.04	5106.3	
210	I	10	4266	0.4	0	0	0	0	0	0.07	0.54	2303.64	1421.3	
211	O	10	4266	0.4	0.75	0	0	0	0	0.07	2.44	10409.04	6422.4	
212	L	20	108	8.95	0.15	0	0	0	0	0	9.10	982.80	2423.6	
213	L	20	108	8.19	0.32	0	0	0	0	0	8.51	919.08	2266.5	
214	II	20	108	10.82	0	0	0	0	0	0	10.82	1168.56	2881.7	
215	L	20	108	11.46	0.32	0	0	0	0	0	11.78	1272.24	3137.3	
RESUMEN MATERIALES														
ϕ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W(Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L(m)	0.0	35663.8	0.0	0.0	0.0	0.0	9178.9	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO(Kg)	0.0	22004.5	0.0	0.0	0.0	0.0	22635.2	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 44640														
HORMIGON Pc= 450 Kg/cm2														
ACERO fv= 4200 Kg/cm2														

ANEXO D: Volúmenes en obra y APU's HOLCIM y UNACEM

Cantidad de hormigón			
Vigas			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	Volumen [m3]	Ahorro respecto a f'c 280	Ahorro respecto a f'c 350
f'c 280	439.8	-	-
f'c 350	426.4	3.05 %	-
f'c 450	422.44	3.95 %	0.93 %

Volúmenes en obra-Holcim			
COSTO HORMIGON EN VIGAS			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	USD	Ahorro respecto a f'c 280 (%)	Ahorro respecto a f'c 350 (%)
f'c 280	61,593.99	-	-
f'c 350	69,089.59	-12.17 %	-
f'c 450	70,154.61	-13.90 %	-1.54 %

Cantidad de hormigón			
Columnas			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	Volumen [m3]	Ahorro respecto a f'c 280	Ahorro respecto a f'c 350
f'c 280	260.5	-	-
f'c 350	204.77	21.39 %	-
f'c 450	167.96	35.52 %	17.98 %

Volúmenes en obra-Holcim			
COSTO HORMIGON EN COLUMNAS			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	USD	Ahorro respecto a f'c 280 (%)	Ahorro respecto a f'c 350 (%)
f'c 280	36,483.03	-	-
f'c 350	33,178.88	9.06 %	-
f'c 450	27,893.12	23.54 %	15.93 %

Volúmenes en obra-UNACEM			
COSTO HORMIGON EN VIGAS			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	USD	Ahorro respecto a f'c 280 (%)	Ahorro respecto a f'c 350 (%)
f'c 280	56,043.71	-	-
f'c 350	61,520.99	-9.77	-
f'c 450	61,520.99	-9.77	0.00

Volúmenes en obra-UNACEM			
COSTO HORMIGON EN COLUMNAS			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	USD	Ahorro respecto a f'c 280 (%)	Ahorro respecto a f'c 350 (%)
f'c 280	33,195.52	-	-
f'c 350	29,544.22	11.00	-
f'c 450	26,072.43	21.46	11.75

ACERO DE REFUERZO

Cantidad de acero de refuerzo			
Vigas			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	Peso [kg]	Ahorro respecto a f'c 280	Ahorro respecto a f'c 350
f'c 280	58862	-	-
f'c 350	61346	-4.22 %	-
f'c 450	61856	-5.09 %	-0.83 %

Volúmenes en obra-Acero de refuerzo			
Columnas			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	Volumen [m3]	Ahorro respecto a f'c 280 (%)	Ahorro respecto a f'c 350 (%)
f'c 280	48924	-	-
f'c 350	46296	5.37 %	-
f'c 450	44640	8.76 %	3.58 %

Cantidad de acero de refuerzo			
COSTO TOTAL ACERO			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	USD	Ahorro respecto a f'c 280	Ahorro respecto a f'c 350
f'c 280	275,961.60	-	-
f'c 350	275,777.28	0.07 %	-
f'c 450	273,098.88	1.04 %	0.97 %

ENCOFRADOS

Volúmenes en obra-encofrados			
COSTO ENCOFRADOS EN VIGAS			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	USD	Ahorro respecto a f'c 280 (%)	Ahorro respecto a f'c 350 (%)
f'c 280	107,519.21	-	-
f'c 350	109,499.84	-1.84 %	-
f'c 450	104,282.52	3.01 %	4.76 %

Volúmenes en obra-encofrados			
COSTO ENCOFRADOS EN COLUMNAS			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	USD	Ahorro respecto a f'c 280 (%)	Ahorro respecto a f'c 350 (%)
f'c 280	36,464.29	-	-
f'c 350	34,313.46	10.79 %	-
f'c 450	31,131.22	19.06 %	9.27 %

Rubros referenciales

Los valores presentados a continuación son referenciales, han sido calculados para el proyecto en específico ; para el análisis de la Mano de Obra se han utilizado los valores indicados por el Ministerio del trabajo. Los rendimientos son el resultado del estudio de productividad que reposa en los archivos de la CAMICON. Los costos directos especificados en este rubro NO incluyen IVA

REF	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	MATERIALES	MANO DE OBRA	EQUIPO	COSTO DIRECTO
1	ESTRUCTURA					
1.01	HORMIGÓN					
1.0101	Holcim					
1.010101	1 Estructural 280 kg/cm2-25mm-10cm-28d	m3	*precio incluye piedra chispa	Piedra chispa (12mm)=5		
1.010102	2 Estructural 350 kg/cm2-25mm-10cm-28d	m3	113.87	22.76	3.42	140.05
1.010103	3 Alta resistencia 450 kg/cm2-25mm-10cm-28d	m3	135.85	22.76	3.42	162.03
		m3	139.89	22.76	3.42	166.07
1.0103	Unión Cementera Nacional (UNACEM)					
1.010301	7 HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C= 280 KG/CM2	m3	*precio incluye piedra chispa	Piedra chispa (3/8" = 10 mm)		
1.010302	8 HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C= 350 KG/CM2	m3	101.25	22.76	3.42	127.43
1.010303	9 HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C= 450 KG/CM2	m3	118.1	22.76	3.42	144.28
		m3	129.05	22.76	3.42	155.23
2	ACERO					
2.01	10 ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM2 CON ALAMBRE GALV. N°18	kg	1.34	0.44	0.14	1.92
3	ALIVIANAMIENTO					
3.01	11 BLOQUE DE ALIVIANAMIENTO DE POLIESTIRENO EXPANDIDO 1 USO 40X40X15	u	1.80	1.02	0.05	2.87
4	ESTRUCTURA					
4.01	12 ENCOFRADO CON TABLERO CONTRACHAPADO COLUMNA 30X30 CM (1 USO)	m2	21.57	3.60	1.52	26.69
4.02	13 ENCOFRADO CON TABLERO CONTRACHAPADO VIGA 30X50 CM (1 USO)	m2	18.43	6.83	2.89	28.15
4.03	14 ENCOFRADO CON TABLERO CONTRACHAPADO LOSA, INC. VIGAS DE MADERA (1 USO)	m2	38.66	6.00	2.54	47.20

Hormigon f'c 280 kg/cm2 -HOLCIM					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	Kg	143730	1.92	\$275,961.60
2	Hormigón en columnas	m3	260.5	140.05	\$36,483.03
3	Encofrado columnas	m2	1441.15	26.69	\$38,464.29
4	Hormigón en vigas	m3	439.8	140.05	\$61,593.99
5	Encofrado vigas	m2	3819.51	28.15	\$107,519.21
6	Hormigón en losas	m3	495.86	140.05	\$69,445.19
7	Encofrado losas	m2	211.55	47.20	\$9,985.16
Precios sin IVA con encofrado					\$599,452.47

Hormigon f'c 350 kg/cm2 -HOLCIM					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	Kg	143634	1.92	\$275,777.28
2	Hormigón en columnas	m3	204.77	162.03	\$33,178.88
3	Encofrado columnas	m2	1285.63	26.69	\$34,313.46
4	Hormigón en vigas	m3	426.4	162.03	\$69,089.59
5	Encofrado vigas	m2	3889.87	28.15	\$109,499.84
6	Hormigón en losas	m3	495.86	162.03	\$80,344.20
7	Encofrado losas	m2	211.55	47.20	\$9,985.16
Precios sin IVA con encofrado					\$612,188.42

Hormigon f'c 450 kg/cm2 -HOLCIM					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	Kg	142239	1.92	\$273,098.88
2	Hormigón en columnas	m3	167.96	166.07	\$27,893.12
3	Encofrado columnas	m2	1166.4	26.69	\$31,131.22
4	Hormigón en vigas	m3	422.44	166.07	\$70,154.61
5	Encofrado vigas	m2	3704.53	28.15	\$104,282.52
6	Hormigón en losas	m3	495.86	166.07	\$82,347.47
7	Encofrado losas	m2	211.55	47.20	\$9,985.16
Precios sin IVA con encofrado					\$598,892.97

Hormigón f'c 280 kg/cm2 - Unión Cementera Nacional UNACEM					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	Kg	143730	1.92	\$275,961.60
2	Hormigón en columnas	m3	260.5	127.43	\$33,195.52
3	Encofrado columnas	m2	1441.15	26.69	\$38,464.29
4	Hormigón en vigas	m3	439.8	127.43	\$56,043.71
5	Encofrado vigas	m2	3819.51	28.15	\$107,519.21
6	Hormigón en losas	m3	495.86	127.43	\$63,187.44
7	Encofrado losas	m2	211.55	47.20	\$9,985.16
Precios sin IVA con encofrado					\$584,356.93

Hormigón f'c 280 kg/cm2 - Unión Cementera Nacional UNACEM					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	Kg	143634	1.92	\$275,777.28
2	Hormigón en columnas	m3	204.77	144.28	\$29,544.22
3	Encofrado columnas	m2	1285.63	26.69	\$34,313.46
4	Hormigón en vigas	m3	426.4	144.28	\$61,520.99
5	Encofrado vigas	m2	3889.87	28.15	\$109,499.84
6	Hormigón en losas	m3	495.86	144.28	\$71,542.68
7	Encofrado losas	m2	211.55	47.20	\$9,985.16
Precios sin IVA con encofrado					\$592,183.63

Hormigón f'c 280 kg/cm2 - Unión Cementera Nacional UNACEM					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	Kg	142239	1.92	\$273,098.88
2	Hormigón en columnas	m3	167.96	155.23	\$26,072.43
3	Encofrado columnas	m2	1166.4	26.69	\$31,131.22
4	Hormigón en vigas	m3	422.44	155.23	\$65,575.36
5	Encofrado vigas	m2	3704.53	28.15	\$104,282.52
6	Hormigón en losas	m3	495.86	155.23	\$76,972.35
7	Encofrado losas	m2	211.55	47.20	\$9,985.16
Precios sin IVA con encofrado					\$587,117.92

ANEXO E: Volúmenes en obra y APU's SELVALEGRE

Volúmenes en obra-Selvalegre			
COSTO HORMIGON EN VIGAS			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	USD	Ahorro respecto a f'c 280 (%)	Ahorro respecto a f'c 350 (%)
f'c 280	60,771.56	-	-
f'c 350	62,970.75	-3.62 %	-
f'c 450	66,631.46	-9.64 %	-5.81 %

Volúmenes en obra-Selvalegre			
COSTO HORMIGON EN COLUMNAS			
Resistencia hormigón [kg/cm2]	USD	Ahorro respecto a f'c 280 (%)	Ahorro respecto a f'c 350 (%)
f'c 280	35,995.89	-	-
f'c 350	30,240.43	15.99	-
f'c 450	26,492.33	26.40	12.39

Rubros referenciales

Los valores presentados a continuación son referenciales, han sido calculados para el proyecto en específico ; para el análisis de la Mano de Obra se han utilizado los valores indicados por el Ministerio del trabajo. Los rendimientos son el resultado del estudio de productividad que reposa en los archivos de la CAMICÓN. Los costos directos especificados en este rubro NO incluyen IVA

REF	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	MATERIALES	MANO DE OBRA	EQUIPO	COSTO DIRECTO
1	ESTRUCTURA					
1.01	HORMIGÓN					
1.0102	Selvalegre		*precio incluye piedra chispa	Piedra chispa (10 mm) =9.75		
1.010201	4 HORMIGÓN PREMEZCLADO F'c= 280 KG/CM2 (25 mm-10/12cm)	m3	112	22.76	3.42	138.18
1.010202	5 HORMIGÓN PREMEZCLADO F'c= 350 KG/CM2 (25 mm-10/12cm)	m3	121.5	22.76	3.42	147.68
1.010203	6 HORMIGÓN PREMEZCLADO F'c= 450 KG/CM2 (25 mm-10/12cm)	m3	131.55	22.76	3.42	157.73

Hormigon f'c 280 kg/cm2 -SELVALEGRE					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	Kg	143730	1.92	\$275,961.60
2	Hormigón en columnas	m3	260.5	138.18	\$35,995.89
3	Encofrado columnas	m2	1441.15	26.69	\$38,464.29
4	Hormigón en vigas	m3	439.8	138.18	\$60,771.56
5	Encofrado vigas	m2	3819.51	28.15	\$107,519.21
6	Hormigón en losas	m3	495.86	138.18	\$68,517.93
7	Encofrado losas	m2	211.55	47.20	\$9,985.16
Precio sin IVA con encofrado					\$597,215.65

Hormigon f'c 350 kg/cm2 -SELVALEGRE					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	Kg	143634	1.92	\$275,777.28
2	Hormigón en columnas	m3	204.77	147.68	\$30,240.43
3	Encofrado columnas	m2	1285.63	26.69	\$34,313.46
4	Hormigón en vigas	m3	426.4	147.68	\$62,970.75
5	Encofrado vigas	m2	3889.87	28.15	\$109,499.84
6	Hormigón en losas	m3	495.86	147.68	\$73,228.60
7	Encofrado losas	m2	211.55	47.20	\$9,985.16
Precio sin IVA con encofrado					\$596,015.54

Hormigon f'c 450 kg/cm2 -SELVALEGRE					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo global
1	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	Kg	142239	1.92	\$273,098.88
2	Hormigón en columnas	m3	167.96	157.73	\$26,492.33
3	Encofrado columnas	m2	1166.4	26.69	\$31,131.22
4	Hormigón en vigas	m3	422.44	157.73	\$66,631.46
5	Encofrado vigas	m2	3704.53	28.15	\$104,282.52
6	Hormigón en losas	m3	495.86	157.73	\$78,212.00
7	Encofrado losas	m2	211.55	47.20	\$9,985.16
Precio sin IVA con encofrado					\$589,833.57