



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO EN
HORMIGÓN ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO SISMORRESISTENTE CON LA APLICACIÓN
DE LÍNEAS DE INFLUENCIA**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

DANILO FABIÁN MOLINA MOROCHO

Director: Ing. César David Cajamarca Zúñiga, B.Sc, M.Sc.

Cuenca-Ecuador

2018

DECLARACIÓN

Yo, Danilo Fabián Molina Morocho, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Danilo Fabián Molina Morocho

C.I.: 140045486-2

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Danilo Fabián Molina Morocho, bajo mi supervisión.

Ing. César David Cajamarca Zúñiga, B.Sc., M.Sc.

DIRECTOR DE PROYECTO

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación se lo dedico a mis padres, por ser la base fundamental para cumplir cada uno de mis logros, a mis hermanos menores para que les sirva de ejemplo y se superen cada día de la vida sin importar los obstáculos que se presenten.

A las personas que estuvieron conmigo en los momentos buenos y malos de mi vida puesto que me han sabido acompañar y apoyar sin necesidad de recibir algo a cambio.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Universidad Católica de Cuenca por acogerme en sus aulas todos estos años de carrera universitaria, a los docentes universitarios por transmitirme todos sus conocimientos en especial al Ing. Cesar David Cajamarca por guiarme en este camino tan largo que es el campo de las estructuras, convirtiéndose en un verdadero amigo y en una de las personas más influyentes en esta etapa de mi vida. Agradezco a mis compañeros de grupo que estos años hemos sido una familia adquiriendo experiencia y conocimientos espero que les vaya de lo mejor a cada uno y logren sus metas sin importar lo difícil que sean.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.....	1
DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN.....	II
DIRECTOR DE PROYECTO	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDOS	1
ÍNDICE DE TABLAS.....	4
ÍNDICE DE FIGURAS	6
RESUMEN	10
ABSTRACT.....	11
CAPÍTULO I.....	12
1. INTRODUCCIÓN	12
1.1 Antecedentes.....	12
1.2 Descripción del Proyecto.....	12
1.2.1 Ubicación de la Zona de Estudio	13
1.3 Justificación	14
1.4 Objetivo General.....	14
1.5 Objetivo Específicos	14
CAPÍTULO II	16
2. CONCEPTOS FUNDAMENTALES	16
2.1 Normativa Utilizada	16
2.2 Descripción de los Materiales.....	16
2.2.1 Hormigón Armado	17

	2
2.2.1.1 Hormigón.....	17
2.2.1.2 Acero de Refuerzo	18
2.2.2 Acero Estructural	18
2.3 Requisitos de comportamiento estructural	19
CAPÍTULO III	21
3. CARGAS, PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS, COMBINACIONES DE CARGAS, LÍNEAS DE INFLUENCIA Y ESTUDIO DE SUELOS.....	21
3.1 Descripción de las plantas tipo y cortes.	21
3.2 Cargas permanentes.....	25
3.2.1 Sistema estructural en Hormigón Armado	25
3.2.2 Sistema estructural en Acero Estructural	33
3.3 Cargas Variables	39
3.3.1 Cargas especiales	39
3.3.1.1 Cargas de Viento.....	39
3.3.1.2 Cargas Sísmicas	43
3.4 Combinaciones de carga.....	47
3.5 Líneas de influencia	48
3.6 Estudio de Mecánica de Suelos	54
CAPÍTULO IV	55
4. CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO.....	55
4.1 Requisitos Sísmicos	55
4.2 Diseño estructural losas.....	66
4.2.1 Losas nervadas.....	66
4.2.2 Losas macizas	75
4.3 Diseño estructural Vigas.....	77
4.4 Diseño de Columnas.....	89

4.5 Diseño de Zapatas Aisladas.	98
4.6 Diseño de muros de corte.	104
4.7 Diseño de unión viga – columna.	108
CAPÍTULO V	111
5. CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO	111
5.1 Requisitos Sísmicos	111
5.2 Diseño columnas en pórticos resistentes a momentos.	118
5.2.1 Estabilidad estructural.	120
5.2.2 Revisión de la esbeltez local.	121
5.2.3 Resistencia de diseño a compresión.	123
5.2.4 Resistencia a flexión.	124
5.2.5 Revisión de la ecuación de interacción de elemento sometido a compresión y flexión.	126
5.2.6 Diseño a cortante.	126
5.3 Diseño de viga de acero estructural en pórtico resistente de momento.	127
5.3.1 Vigas principales.	127
5.3.2 Vigas secundarias.	133
5.3.3 Vigas de gradas.	140
5.4 Revisión criterio viga débil - columna fuerte.	140
5.5 Diseño de placa colaborante.	142
5.6 Diseño de placa Base para columnas.	142
5.7 Diseño de pernos de anclaje para placas base de columnas.	144
5.8 Diseño de conexiones soldadas.	150
5.8.1 Conexión Soldada Viga – Columna.	150
5.8.2 Conexión soldada columna placa base.	153
5.9 Diseño Zapatas Aisladas.	154

CAPÍTULO VI.....	160
6. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS Y ANÁLISIS COMPARATIVO	160
6.1 Esfuerzos y deformaciones.	160
6.2 Cantidades de obra y costo de las alternativas estructurales.	161
6.2.1 Propuesta en Hormigón Armado.	161
6.2.2 Propuesta en Acero Estructural.....	163
6.3 Análisis comparativo entre las variantes de Hormigón Armado y Acero Estructural. 165	
6.4 Conclusiones y recomendaciones.	168
6.4.1 Conclusiones.....	168
6.4.2 Recomendaciones.....	169
Bibliografía	170
Anexos	173

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Detalle de materiales de los elementos de las alternativas estructurales.....	17
Tabla 2: Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de altura de piso.....	20
Tabla 3: Cargas Permanentes en las losas de las alternativas estructurales.....	38
Tabla 4: Sobrecargas actuantes en las alternativas estructurales.....	39
Tabla 5: Coeficiente de corrección de viento (σ).....	40
Tabla 6: Tabla de valores C_f , según la construcción.....	41
Tabla 7: Tabla de coeficiente de entorno (c_e).....	42
Tabla 8: Valores de Presión de viento según la altura de piso.....	42
Tabla 9: Combinaciones de carga en la edificación.....	47
Tabla 10: Dimensiones Consideradas viga N=+3.34m, pórtico A.....	49
Tabla 11: Línea de influencia de momentos Pórtico A, viga N=+3.34m.....	49
Tabla 12: Dimensiones Consideradas viga N=+3.34m, pórtico 1'.....	51
Tabla 13: Línea de influencia de momentos Pórtico 1', viga N=+3.34m.....	51
Tabla 14: Condición de cortante basal para hormigón armado.....	57
Tabla 15: Condición de cortante basal nueva para edificio de Hormigón Armado.....	62
Tabla 16: Resumen de derivas en cada piso edificación de Hormigón Armado.....	64
Tabla 17: Participación de masas según el modo de vibración de la estructura de Hormigón Armado.....	65
Tabla 18: Esfuerzos máximos por combinaciones para el diseño de zapatas en columnas de 35x35cm en edificio de Hormigón Armado.....	98
Tabla 20: Condición de cortante basal para acero estructural.....	113
Tabla 21: Resumen de derivas en cada piso edificación de Acero Estructural.....	115
Tabla 22: Desplazamientos laterales y derivas de piso elásticas.....	116
Tabla 23: Participación de masas según el modo de vibración de la estructura de Acero Estructural.....	117
Tabla 24: Chequeo de estabilidad de cada piso con pórticos resistentes a momentos.....	121
Tabla 25: Distancia mínima desde el centro del perno al borde.....	146
Tabla 26: Diámetro del agujero según el perno de anclaje.....	150
Tabla 27: Esfuerzos máximos para el diseño de zapatas en edificio de Acero Estructural.....	154
Tabla 29: Esfuerzos y deformaciones en las alternativas de Hormigón Armado y Acero Estructural.....	160
Tabla 30: Presupuesto general variante de Hormigón Armado.....	162
Tabla 31: Presupuesto general variante de Acero Estructural.....	163
Tabla 32: Datos de costos de variantes propuestas.....	164
Tabla 33: Tabla comparativa entre alternativas de Hormigón Armado y Acero Estructural.....	165

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de ubicación de edificación.....	13
Figura 2: Levantamiento Planímetro.....	14
Figura 3: Vista malla de columnas planta baja.....	21
Figura 4: Vista Planta Alta N=+3.24m.	22
Figura 5: Vista frontal.	22
Figura 6: Vista lateral izquierda.....	23
Figura 7: Vista lateral derecha.....	23
Figura 8: Corte edificio 1-1.	24
Figura 9: Geometría planta general.....	24
Figura 10: Predimensionamiento columnas de hormigón armado.	26
Figura 11: Dimensión tipo de vigas en todos los niveles en edificación de Hormigón Armado.	28
Figura 12: Área Viga B=0.50m.	29
Figura 13: Sección de altura equivalente de la losa de base B=0.50m.	30
Figura 14: Corte tipo losa alivianado hormigón.....	32
Figura 15: Vista general del sistema estructural.....	33
Figura 16: Corte tipo losa Placa Colaborante.....	34
Figura 17: Predimensionamiento de Vigas de Acero Estructural.....	35
Figura 18: Dimensiones Perfil laminado IPE.....	36
Figura 19: Dimensiones de Perfil laminado Correa "G".....	37
Figura 20: Predimensionamiento de Columnas de Acero Estructural.....	37
Figura 21: Dimensiones de Perfil laminado HEB.	38
Figura 22: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.	44
Figura 23: Espectro de diseño 1.....	46
Figura 24: Esquema de carga según la línea de influencia - Pórtico A.....	50
Figura 25: Esquema de carga según la línea de influencia- Pórtico 1'.....	52
Figura 26: Estado de carga "Ajedrez 1 Losa" en la estructura.	53
Figura 27: Estado de carga " Ajedrez 1 losa" en la estructura.....	53
Figura 28: Excavación a mano para la toma de muestras de suelo.....	54
Figura 29: Peso muerto edificación Hormigón Armado.	55
Figura 30: Cortante Basal Estática en Hormigón Armado del programa.....	56
Figura 31: Cortante Basal estática en Hormigón Armado corregida del programa.....	56
Figura 32: Cortante Basal Dinámica en Hormigón Armado.....	57
Figura 33: Cortante Basal Dinámica modificada en Hormigón Armado.....	57
Figura 34: Deriva Máxima por Sismo X, en Hormigón Armado.	58
Figura 35: Deriva Máxima por Sismo Y en Hormigón Armado.	59
Figura 36: Muros de corte en planta de la edificación de Hormigón Armado.	60
Figura 37: Peso muerto de edificación de Hormigón Armado con muros de corte.....	60
Figura 38: Cortante basal estática nueva en Hormigón Armado del programa.....	61
Figura 39: Cortante basal estática nueva en Hormigón Armado corregida del programa.	61
Figura 40: Cortante basal dinámica nueva en Hormigón Armado.	62
Figura 41: Cortante basal dinámica nueva modificada en Hormigón Armado.	62
Figura 42: Deriva Máxima por Sismo X, en Hormigón Armado.	63
Figura 43: Deriva Máxima por Sismo Y, en Hormigón Armado.	64
Figura 44: Esfuerzos de momentos negativos eje X en losa, 1 Planta alta edificio de Hormigón Armado.....	66

Figura 45: Esfuerzos de momentos positivos eje X en losa, 1 planta alta edificio de Hormigón Armado.....	67
Figura 46: Esfuerzos de momentos negativos eje Y en losa 1 planta alta edificio de Hormigón Armado.....	68
Figura 47: Esfuerzos de momentos positivos eje Y en losa N=+3.24m edificio de Hormigón Armado.....	69
Figura 48: Cortante máxima losas nervadas N=+9.04 m en edificio de Hormigón Armado..	70
Figura 49: Detalle incremento de sección de nervio de losa.....	74
Figura 50: Viga con mayor esfuerzo de momento negativo de la edificación de Hormigón Armado.....	78
Figura 51: Momentos positivos máximos por combinación de línea de influencia edificio de Hormigón Armado.....	78
Figura 52: Deflexión en viga en edificación de Hormigón Armado.....	88
Figura 53: Sección transversal de columna de 30x30cm de Hormigón Armado.....	90
Figura 54: Diagrama de interacción para columnas con 3 varillas longitudinal en cada cara en Hormigón Armado.....	90
Figura 55: Esfuerzos máximos columnas de 30x30cm de Hormigón Armado.....	91
Figura 56: Sección transversal de columna 35x35cm de Hormigón Armado.....	94
Figura 57: Tensiones en zapatas Edificio de Hormigón Armado.....	100
Figura 58: Esfuerzos actuantes de zapata aislada edificio de Hormigón Armado.....	100
Figura 59: Esfuerzos para cálculo de acero en zapatas edificio de Hormigón Armado.....	102
Figura 60: Sección tipo muro de corte edificación de Hormigón Armado.....	104
Figura 61: Armadura en sección transversal de muro de corte en edificación de Hormigón Armado.....	107
Figura 63: Peso muerto edificación Acero Estructural.....	111
Figura 64: Cortante Basal Estática en Acero Estructural del programa.....	112
Figura 65: Cortante Basal estática en Acero Estructural corregida del programa.....	112
Figura 66: Cortante Basal Dinámica en Acero Estructural.....	113
Figura 67: Cortante Basal Dinámica modificada en Acero Estructural.....	113
Figura 68: Deriva máxima por Sismo X, en Acero Estructural.....	114
Figura 69: Deriva Máxima por Sismo Y en Acero Estructural.....	115
Figura 70: Esfuerzos de Flexo-compresión para columna de Acero Estructural.....	118
Figura 71: Esfuerzos de flexión por combinaciones estáticas en edificación de Acero estructural.....	119
Figura 72: Esfuerzos de corte por combinaciones estáticas en edificación de Acero estructural.....	119
Figura 73: Dimensiones de Perfil laminado HEB.....	119
Figura 74: Momentos positivos máximos en vigas principales en edificio de Acero Estructural.....	127
Figura 75: Momentos negativos máximos en vigas principales en edificio de Acero Estructural.....	127
Figura 76: Esfuerzos máximos en vigas por combinaciones estáticas en edificación de Acero Estructural.....	128
Figura 77: Dimensiones Perfil laminado IPE de viga principal.....	128
Figura 78: Deflexión máxima en viga principal en edificación de Acero Estructural.....	132
Figura 79: Viga secundaria con mayor esfuerzo de cortante.....	133
Figura 80: Sección de viga secundaria 200x100x15x3mm en Edificio Acero Estructural...	134
Figura 81: Deflexión máxima viga secundaria edificio de Acero Estructural, N=+3.24m...	137

Figura 82:Sección de viga secundaria 200x150x25x5mm en Edificio Acero Estructural....	138
Figura 83: Deflexión máxima nueva de viga secundaria edificio de Acero Estructural, N=+11.09m.....	139
Figura 84: Máxima carga en los vanos, según el espesor de Placa Colaborante y del espesor de hormigón.....	142
Figura 85: Esfuerzos de tensión y compresión ocasionado por momento en unión de viga- columna.	151
Figura 86: Máximos momentos en Y para el diseño de zapata.	154
Figura 87: Tensiones en zapatas aisladas de edificio de Acero Estructural.	156

RESUMEN

La parte fundamental de una edificación es su estructura portante debido a que esta es la encargada de brindar la seguridad y garantizar las condiciones de servicio, de aquí surge la necesidad de una adecuada selección del tipo de sistema estructural y sus materiales, para que, en base de esto, se realice un diseño técnico de calidad, de manera que se garantice la obtención de una edificación confiable, práctica y económica.

En el presente trabajo de titulación se realiza el diseño estructural sísmo-resistente en hormigón armado y acero estructural de un edificio de viviendas con la aplicación de líneas de influencia, se comparan los resultados obtenidos en lo referente a su comportamiento estructural, a la practicidad de su ejecución, al costo total de cada sistema estructural portante y finalmente, se recomienda la solución técnico-económicamente más conveniente para el proyecto objeto de estudio.

Palabras claves: **HORMIGÓN ARMADO, ACERO ESTRUCTURAL, LÍNEAS DE INFLUENCIA, DISEÑO SISMORRESISTENCIA, MODELACIÓN ESTRUCTURAL.**

ABSTRACT

The fundamental part of a building is its supporting structure because it is responsible for providing safety and guaranteeing service conditions, hence the need for an adequate selection of the type of structural system and its materials, so that, in Based on this, a quality technical design is carried out, in order to guarantee the obtaining of a reliable, practical and economical building.

In the present work of getting a title, the structural design seismic-resistant in reinforced concrete and structural steel of a building of houses with the application of lines of influence is realized, the obtained results are compared in relation to their structural behavior, to the practicality of its execution, at the total cost of each bearing structural system and finally, it is recommended the technically-economically most convenient solution for the project under study.

Keywords: ARMED CONCRETE, STRUCTURAL STEEL, LINES OF INFLUENCE, DESIGN, LATERALISM, STRUCTURAL MODELING.

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El presente trabajo de titulación procura responder a la interrogante comúnmente planteada sobre la ventaja de un determinado material estructural para la ejecución de un edificio.

En el Ecuador el material más utilizado para la ejecución de estructuras de edificaciones es el Hormigón Armado por su costo relativamente bajo, la familiarización que se ha desarrollado en las metodologías y procesos constructivos, su buen comportamiento frente a las acciones del fuego, alta rigidez y resistencia a los efectos de corrosión ambiental. Al mismo tiempo, la construcción de estructuras metálicas empieza a ganar terreno e importancia en nuestro medio debido a su fácil y rápida ejecución, el requerimiento de menor cantidad de mano de obra, su alta ductilidad, la disminución del peso propio de la estructura, entre otras.

La ventaja o desventaja de un sistema estructural de determinado material se debe establecer previo un análisis del comportamiento de la estructura y su respuesta frente a las solicitaciones para la cual se diseña. En el presente trabajo se realizará el diseño estructural sismo-resistente en hormigón armado y acero estructural de un edificio con la aplicación de líneas de influencia, lo que nos permitirá determinar los estados de carga más desfavorables para la estructura aplicando las combinaciones previstas en las normas y de esta manera garantizar la resistencia, rigidez y estabilidad de los elementos estructurales.

Una vez obtenidos los modelos, se procederá a realizar un análisis comparativo de su comportamiento estructural, la practicidad de su ejecución, el costo total de cada estructura portante y se recomendará la solución técnico-económica más conveniente para la estructura objeto del presente estudio. Terminando con la elaboración de planos estructurales y detalles constructivos con los respectivos resúmenes de materiales y especificaciones técnicas.

1.2 Descripción del Proyecto

El proyecto objeto del presente trabajo de titulación es un edificio de 4 plantas ubicadas en la ciudad de Cuenca, el mismo que albergará en la planta baja locales comerciales y 3 plantas altas de departamentos multifamiliares, compuestas de un departamento independiente en cada piso, la cubierta será de losa plana sismo resistente con pendientes mínimas para garantizar el desagüe de las precipitaciones pluviales.

El proyecto será desarrollado a partir de los planos arquitectónicos, se definirán las cargas y sus combinaciones, las cuales serán impuestas al modelo computarizado mediante un análisis estático y se determinarán las solicitaciones a las que está sometida la estructura, se realizará un análisis en base al concepto de líneas de influencia, que permite determinar de manera más efectiva las posiciones de carga más desfavorables para la estructura; luego se diseñarán los sistemas aporticados tanto en Hormigón Armado como en Acero Estructural considerando la acción estática de las cargas y la acción dinámica del sismo y, con estos resultados, se procederá al análisis comparativo de los dos sistemas estructurales para finalmente elaborar los respectivos planos, detalles constructivos, cantidades de obra y especificaciones técnicas.

1.2.1 Ubicación de la Zona de Estudio

La edificación se emplazará en la ciudad de Cuenca, en la parroquia de Yanuncay, entre las calles Av. Don Bosco y Calle Domingo Savio (Frente a la Unidad Educativa Técnico Salesiano), con coordenadas (E: 720527.07, N: 9677584.11).



Figura 1: Mapa de ubicación de edificación

Fuente: Google Maps World Gazetteer.

Elaborado por: Danilo Molina M., (2017)

En la Figura 2, se observa el levantamiento planimétrico previo al emplazamiento de la edificación.

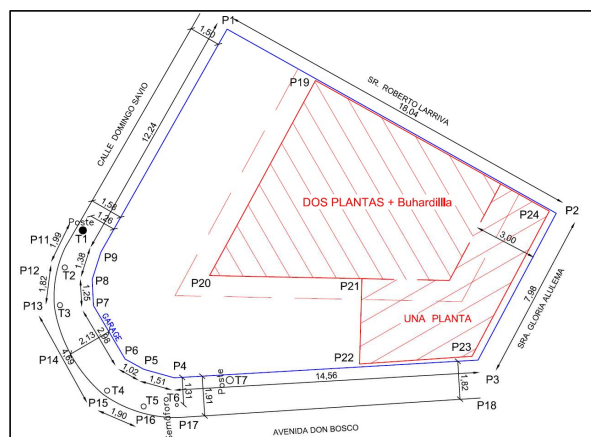


Figura 2: Levantamiento Planímetro.

Fuente: GAD Municipal del Cantón Cuenca, (2015).

1.3 Justificación

La necesidad de aplicar y ampliar los conocimientos adquiridos durante el proceso de formación profesional para obtener el título de Ingeniero Civil han motivado el desarrollo del presente proyecto de titulación, mediante el cual se pretende satisfacer y responder técnicamente a la interrogante sobre la ventaja o desventaja de ejecutar un edificio dado mediante un sistema estructural de Hormigón Armado o de Acero Estructural, que garantice las condiciones de servicio, durabilidad, sismorresistencia y seguridad de sus habitantes, al tiempo que sea práctico y económicamente rentable.

1.4 Objetivo General

Elaborar el diseño estructural en acero y hormigón armado de la superestructura de un edificio multifamiliar de 4 plantas y los respectivos planos.

1.5 Objetivo Específicos

- Idealizar la estructura y plantear el diagrama de diseño.
- Establecer los materiales y predimensionar los elementos portantes y secundarios.
- Establecer las cargas permanentes y temporales en función de la normativa vigente y aplicable.
- Establecer combinaciones de cargas.

- Determinar la ubicación conveniente de la sobrecarga para el diseño de las vigas mediante la aplicación de las líneas de influencia.
- Modelar matemáticamente mediante un programa computarizado de cálculo estructural e interpretar los resultados.
- Diseñar los siguientes elementos estructurales en Hormigón Armado y en Acero Estructural:
 - Losas.
 - Columnas.
 - Vigas principales y secundarias.
 - Conexiones (Acero Estructural).
 - Diseño tipo de zapatas aisladas.
- Revisar derivas de piso en cada uno de los sistemas estructurales y proponer las soluciones constructivo-estructurales en el caso que sea necesario.
- Realizar un análisis comparativo de los resultados obtenidos.
- Elaborar los respectivos, planos, detalles constructivos y cantidades de obra de los elementos estructurales en los rubros correspondientes a la superestructura y zapatas aisladas para cada alternativa propuesta de Hormigón Armado y Acero Estructural.

CAPÍTULO II

2. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

2.1 Normativa Utilizada

Las normativas que se considerarán para el diseño de la edificación son:

- **Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC, 2015**

De esta norma se utilizarán:

- **NEC-SE-CG:** Cargas (No Sísmicas).
 - **NEC-SE-DS:** Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente.
 - **NEC-SE-HM:** Hormigón Armado.
 - **NEC-SE-AC:** Acero Estructural.
- **Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI-318S-14).** Norma estadounidense del Instituto Americano del Hormigón.
 - **Especificación para construcciones de Acero Estructural (ANSI/AISC 360-10).** Norma estadounidense del Instituto Americano de Construcciones de Acero.
 - **Código de Soldadura Estructural (AWS D1.1/D1.1M:2010).** Norma estadounidense de la Sociedad Americana de Soldadura.
 - **Cargas Mínimas de Diseño para edificios y otras estructuras (ASCE/SEI, 2010).** Estándar estadounidense de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles. Esta normativa nos proporciona las cargas y acciones mínimas que se deben considerar en el cálculo y diseño estructurales de la edificación, al cual se recurrirá en caso de que se amerite profundizar en conceptos no previstos en la NEC.

2.2 Descripción de los Materiales.

Descripción del material de los elementos estructurales en las alternativas de Sistema aporticado de Hormigón Armado y Sistema aporticado de Acero Estructural:

Tabla 1: Detalle de materiales de los elementos de las alternativas estructurales.

ELEMENTO	SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO	SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL
Cimentaciones	H.A.	H.A.
Vigas de cimentación.	H.A.	H.A.
Columnas	H.A.	Acero Estructural.
Vigas principales y secundarias.	H.A.	Acero Estructural.
Losa	Hormigón con bloque hueco de hormigón alivianado	Losa compuesta con placa colaborante.
Paredes perimetrales y particiones	Ladrillo y bloque hueco de hormigón alivianado	Ladrillo y bloque hueco de hormigón alivianado

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

2.2.1 Hormigón Armado

2.2.1.1 Hormigón

- Peso unitario hormigón armado:

$$w_c = 24 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{NEC-SE-CG, 2015, p. 21})$$

- Peso unitario hormigón simple:

$$22 \text{ kN/ m}^3 \quad (\text{NEC-SE-CG, 2015, p. 22})$$

- Peso unitario bloque hueco de hormigón alivianado:

$$8.5 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{NEC-SE-CG, 2015, p. 22})$$

- Resistencia a Compresión cilíndrica:

$$f'_c = 21 \text{ MPa} \quad (\text{ACI-318S, 2014 19.2.1.1})$$

- Resistencia a la Tracción:

$$f_{ct} = 8\% - 15\% (f'_c) \quad \text{McCormac \& Brown, 2011, p. 16}$$

$$f_{ct} = 10\% \times f'_c = 0.1 \times 21 = 0.21 \text{ MPa}$$

Dónde:

f_{ct} Resistencia a la Tracción del Hormigón (MPa)

- Módulo de Elasticidad para Acciones sísmicas:

$$Ea = 4700 \times \sqrt{f'_c} \quad (\text{ACI-318S, 2014, Capítulo 19.2.2.1})$$

$$Ea = 4700 \times \sqrt{21} = 21\,538,106 \text{ MPa}$$

Dónde:

E_a Módulo de elasticidad para el Hormigón (MPa)

f'_c Resistencia a la compresión del Hormigón (MPa)

- Módulo de Poisson:

$$\mu_p = 0.2 \quad (\text{SNiP 52-01-2003, 2011, Capítulo 6.1.13})$$

2.2.1.2 Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo o varilla corrugada, debe cumplir con la normativa NTE INEN 2167, 2015 y ASTM A 706 Grado 60, 2001; este material es el principal factor de resistencia a la tracción en las estructuras de Hormigón Armado.

- Módulo de Elasticidad:

$$Ea = 200\,000 \text{ MPa} \quad (\text{ACI-318S, 2014 20.2.2.2})$$

- Límite de Fluencia:

$$f_y = 420 \text{ MPa} \quad (\text{ACI-318S, 2014, Capítulo 20.2.2.4})$$

2.2.2 Acero Estructural

Propiedades del Acero Estructural a aplicarse en el diseño deben cumplir ASTM A36 / A36M - 14, 2014, ASTM A1011 para las estructuras portantes y para las losas de Placa Colaborante NTE INEN 2397, 2015, ASTM A653 / A653M-15e1, 2015.

- Módulo de Elasticidad:

$$Ea = 200\,000 \text{ MPa} \quad (\text{NEC-SE-AC, 2015, p. 11})$$

- Esfuerzo de Fluencia:

$$f_y = 250 \text{ MPa} \quad (\text{ASTM A36 / A36M - 14, 2014})$$

- Resistencia a la tensión:

$$f_u = 400 - 550 \text{ MPa} \quad (\text{ASTM A36 / A36M - 14, 2014})$$

- Módulo de Poisson:

$$\mu_p = 0.3 \quad (\text{BOWLES, 1993, p. 20})$$

- Peso Unitario Acero Estructural: 78.5 kN/m^3 (NEC-SE-CG, 2015 Tabla 8)

- Peso por Metro Cuadrado Placa Colaborante sin concepto:

$$\text{Peso Placa Colaborante de espesor } e_{pc} = 0.65\text{mm}: 62.98 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Peso Placa Colaborante de espesor } e_{pc} = 0.76\text{mm}: 73.67 \text{ N/m}^2$$

2.3 Requisitos de comportamiento estructural

Las alternativas estructurales deberán cumplir 3 requisitos de diseño:

- **Resistencia**

Cada una de las variantes estructurales no deberán rebasar el estado límite de falla en cada uno de sus elementos portantes, ya que una estructura cumple con el estado de último límite si todos los elementos cumplen con el factor de resistencia a:

Compresión

Tracción

Cortante

Torsión

Flexión

- **Rigidez**

Se debe controlar las deformaciones tanto horizontales (derivas de piso) y verticales.

Las deformaciones verticales máximas en losas y vigas:

$l/360$

(ACI-318S, 2014, Tabla 24.2.2)

La deformación horizontal (derivas) en la edificación debe cumplir:

$$\Delta_M < \Delta_M \text{maxima}$$

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, p. 69})$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica.

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales.

R Factor de reducción de resistencia.

$\Delta_M \text{maxima}$ Deriva máxima admisible.

Tabla 2: Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de altura de piso.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón Armado, estructuras metálicas y de madera.	0.02
De mampostería.	0.01

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015, Tabla 7)

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

- **Estabilidad**

La estabilidad estructural debe ser considerada a nivel local como global, las estabilidades locales vienen dadas por la esbeltez de los elementos y la estabilidad global de la estructura se determina mediante la invariabilidad geométrica del sistema conformado por los elementos.

CAPÍTULO III

3. CARGAS, PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS, COMBINACIONES DE CARGAS, LÍNEAS DE INFLUENCIA Y ESTUDIO DE SUELOS.

3.1 Descripción de las plantas tipo y cortes.

La edificación consta de 4 plantas altas que están destinadas a diferentes usos, la planta baja para locales comerciales y el resto de planta altas para departamentos multifamiliares.

La configuración en planta es de forma irregular con una viga no paralela a los ejes de planta como se presenta a continuación.

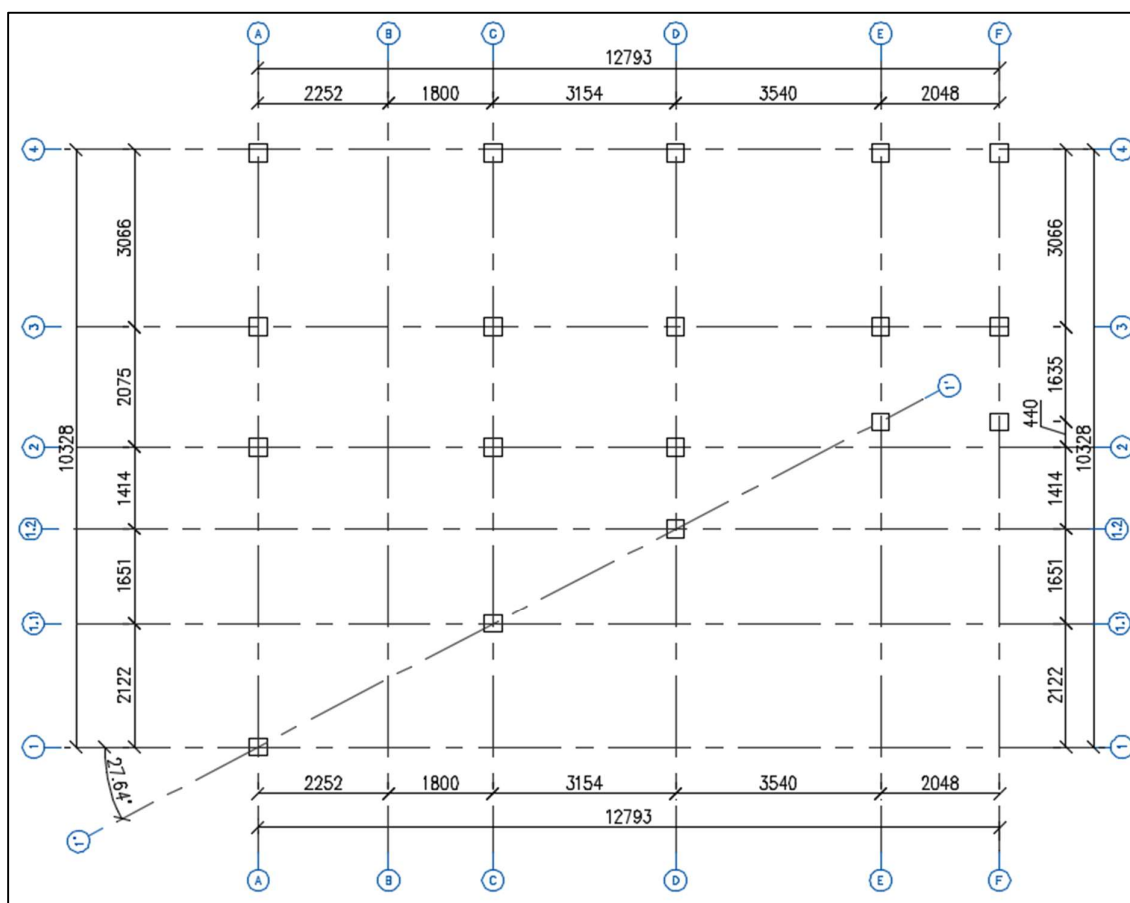


Figura 3: Vista malla de columnas planta baja.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

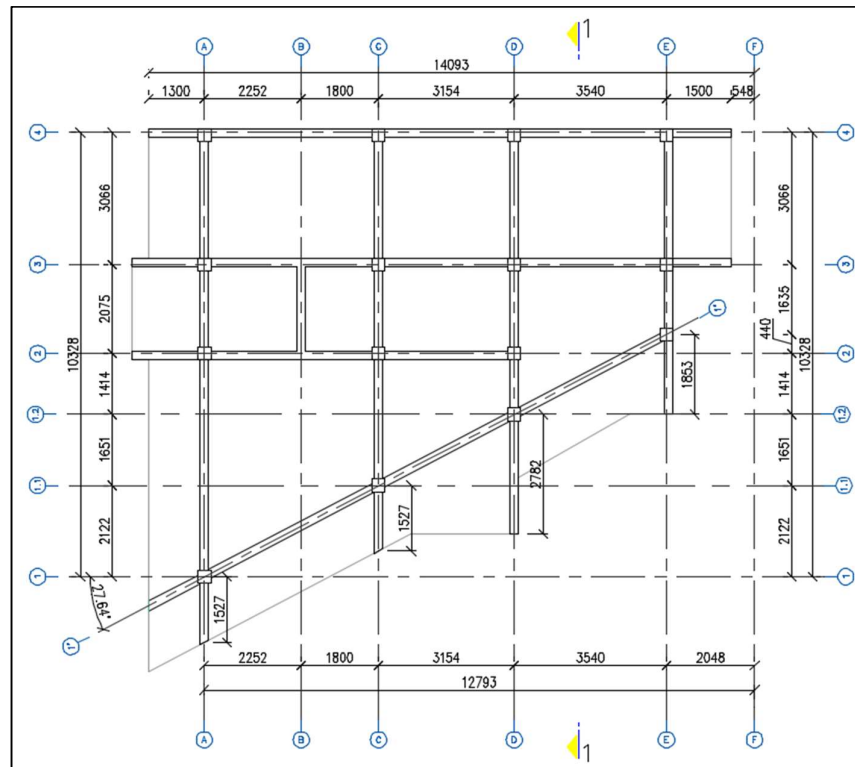


Figura 4: Vista Planta Alta N=+3.24m.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

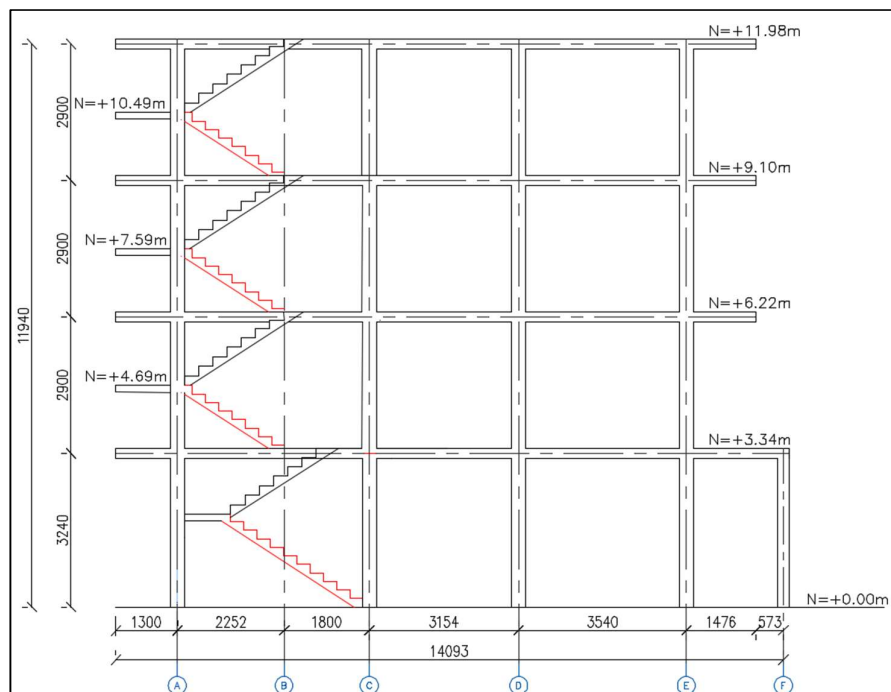


Figura 5: Vista frontal.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

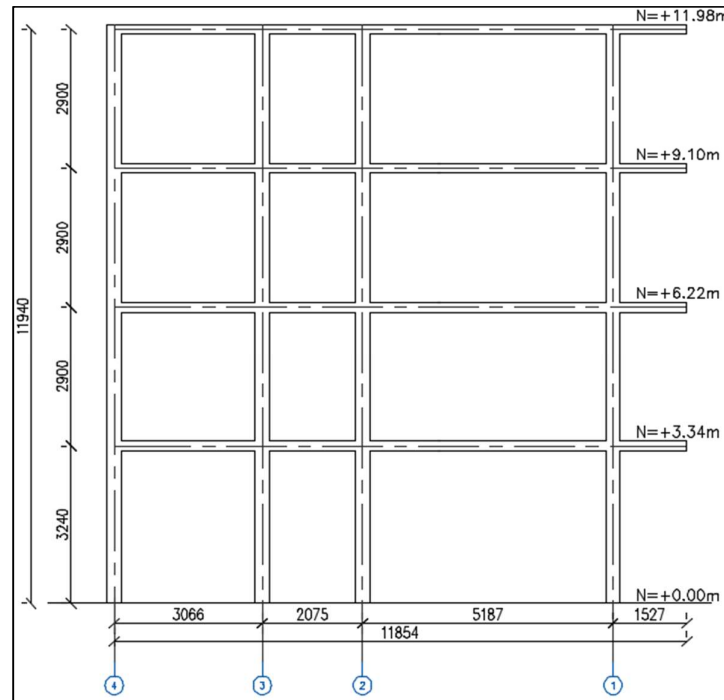


Figura 6: Vista lateral izquierda.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

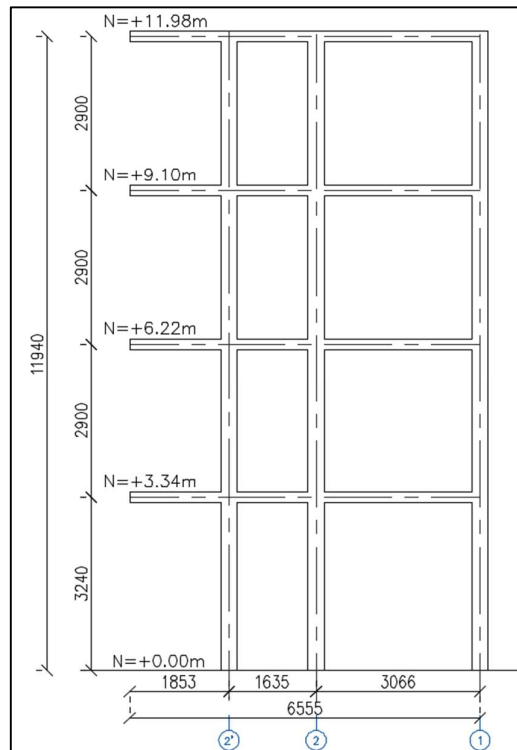


Figura 7: Vista lateral derecha.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

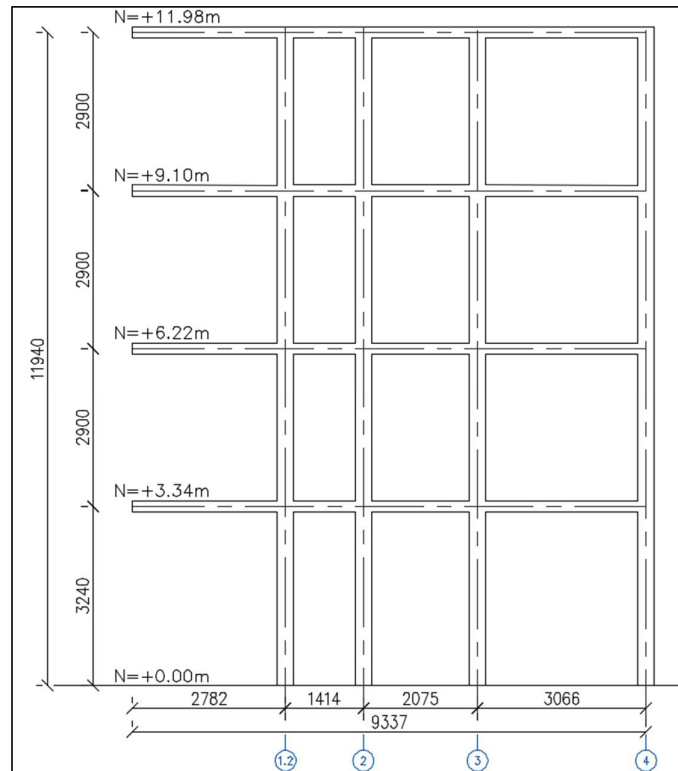


Figura 8: Corte edificio 1-1.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

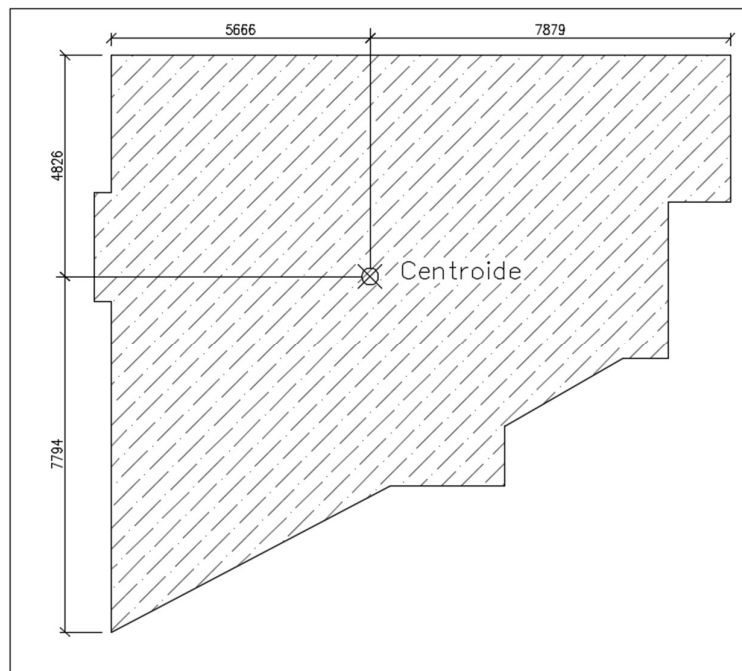


Figura 9: Geometría planta general.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Según la figura 9 por su geometría en planta tenemos los siguientes datos:

- Área: 121.80 m^2
- Momento de inercia X-X: $510\,000 \text{ m}^4$
- Momento de inercia Y-Y: $1\,000\,000 \text{ m}^4$

3.2 Cargas permanentes.

Las cargas permanentes o muertas consisten en el peso propio de todos los elementos que conforman la estructura, cuyas características serán establecidas según los requerimientos constructivos de cada uno de los sistemas estructurales que se han planteado; debiendo definir, para cada uno de estos sistemas, los elementos tales como: losas, vigas, columnas, escaleras, instalaciones, recubrimientos y acabados.

A continuación, se procederá a:

- Predimensionar la losa y calcular su carga muerta, para cada uno de los sistemas propuestos tanto en hormigón armado como en acero estructural.
- Predimensionar vigas y columnas para cada uno de los sistemas propuestos. El peso propio de estos elementos será determinado directamente por el programa de cálculo en función del material y la geometría de la sección transversal que se determine en este capítulo.
- La carga permanente provocada por el recubrimiento del piso, particiones, cielo raso e instalaciones, dicha carga es igual para ambos sistemas.

3.2.1 Sistema estructural en Hormigón Armado

- **Columnas de Hormigón Armado**

Las columnas serán predimensionadas según el criterio de “*Gráficos para el predimensionado de estructuras*” de Dr. Argimiro Castillo Gandica.

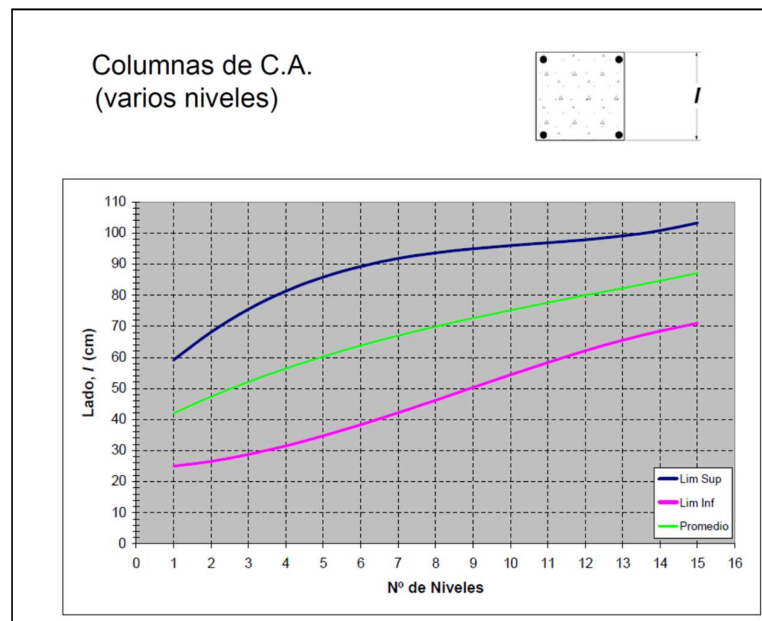


Figura 10: Predimensionamiento columnas de hormigón armado.

Fuente: “Gráficos para el predimensionado de estructuras” – Dr. Argimiro Castillo

Se opta el valor inferior, dando columnas de 30x30cm ya que son 4 niveles cumpliendo el requisito (NEC-SE-HM, 2015, p. 50), para las columnas ubicadas en el eje A-1' y C-1' que estén ubicadas en el sector de mayor luces se utilizará de 35x35cm.

- **Vigas de Hormigón Armado**

Las vigas serán predimensionadas en los ejes X-X, Y-Y y el eje inclinado Z-Z.

Para el **Eje X-X** la luz mayor es de $l = 4.052\text{m}$

$$h_v = l/18.5 \quad (\text{ACI-318S, 2014, Tabla 9.3.1.1})$$

$$h_v = \frac{4.05\text{m}}{18.5} = 0.218\text{ m} \approx 0.30\text{m}$$

$$\text{La base } b = \frac{2}{3}h_v = \frac{2}{3} * 0.25 = 0.16\text{m}$$

Pero, por la condición de base mínima de elementos a flexión 25cm. (NEC-SE-HM, 2015, Capítulo 4.2.1), entonces la viga tiene 25x30cm.

Para el **Eje Y-Y** la luz mayor es de $l = 5.187\text{m}$

$$h_v = l/18.5 \quad (\text{ACI-318S, 2014, Tabla 9.3.1.1})$$

$$h_v = \frac{5.187\text{m}}{18.5} = 0.2803 \text{ m} \approx 0.30\text{m}$$

$$\text{La base } b = \frac{2}{3}h_v = \frac{2}{3} * 0.30 = 0.20\text{m}$$

Pero, por la condición de base mínima de elementos a flexión 25cm. (NEC-SE-HM, 2015, Capítulo 4.2.1), entonces la viga tiene 25x30cm.

Para el **Eje Z-Z** la luz mayor es de $l = 4.574\text{m}$

$$h_v = l/18.5 \quad (\text{ACI-318S, 2014, Tabla 9.3.1.1})$$

$$h_v = \frac{4.574 \text{ m}}{18.5} = 0.247 \text{ m} \approx 0.30\text{m}$$

$$\text{La base } b = \frac{2}{3}h_v = \frac{2}{3} * 0.25 = 0.16\text{m} \approx 0.20\text{m}$$

Pero, por la condición de base mínima de elementos a flexión 25cm. (NEC-SE-HM, 2015, Capítulo 4.2.1), entonces la viga tiene 25x30cm.

Las vigas de borde para la losa en los respectivos voladizos tendrán por dimensiones el alto de la losa a calcular y base de 15cm.

La viga que se encuentra en el nivel $N=+3.24\text{m}$ en el eje D' tendrá la dimensión de 20x25cm.

Debido a que en la edificación, las escaleras son la ruta de escape para cualquier eventualidad, se necesita que estas y las vigas adyacentes que la soportan tengan una dimensión mayor, entonces las vigas en los niveles $N=+4.69$, $+7.59$ y $+10.49\text{m}$ tendrán la dimensión de 30x35cm, en cambio las vigas perimetrales a las escaleras tendrán una dimensión de 30x30cm respectivamente.

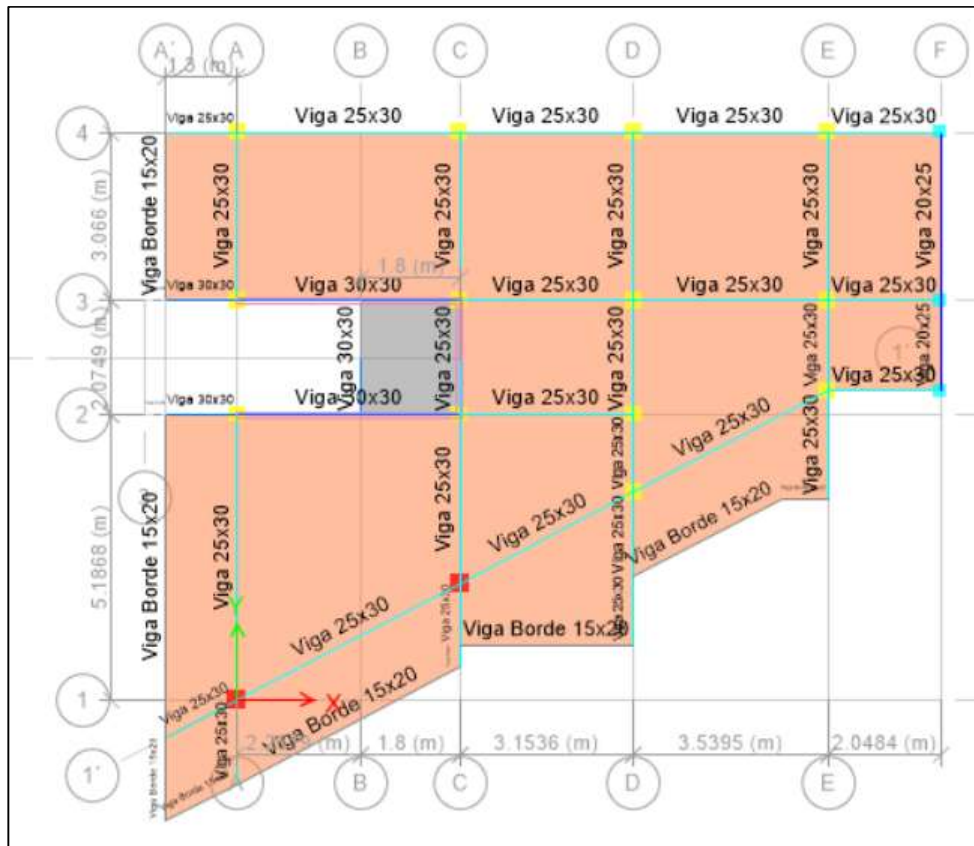


Figura 11: Dimensión tipo de vigas en todos los niveles en edificación de Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

- **Losa de Hormigón con bloque hueco de hormigón alivianado**

Para calcular la carga permanente que genera la losa, se realiza un predimensionamiento de su espesor para cumplir la altura mínima requerida según ACI-318S, 2014.

Se toma el panel crítico A-C, 1-2 por tener las mayores luces.

Consecuente a esto se selecciona un espesor de 20 cm de forma tentativa, para las cuatro plantas su loseta de compresión será de 5cm, cada nervio tendrá 10 cm de base, con alivianamientos de bloque hueco de pómez.

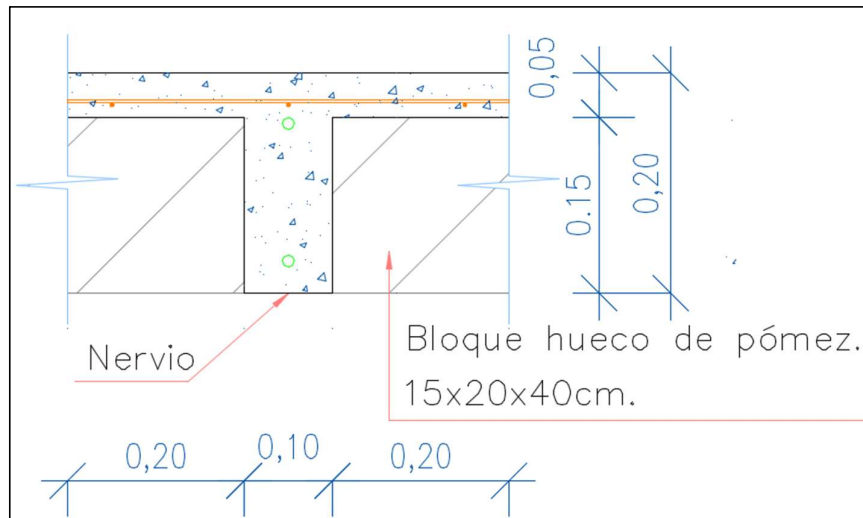


Figura 12: Área Viga B=0.50m.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Se calcula el área de la viga de 1 nervio de losa:

$$\text{Área} = (5\text{cm} \times 50\text{cm}) + (15\text{cm} \times 10\text{cm}) = 400 \text{ cm}^2$$

Momento de Inercia respecto a su base:

$$M = [(5\text{cm} \times 50\text{cm}) \times 17.5\text{cm}] + [(15\text{cm} \times 10\text{cm}) \times 7.5 \text{ cm}] = 5500 \text{ cm}^3$$

Su centroide con relación a la base del nervio:

$$y_G = M/A = 5500 \text{ cm}^3 / 400 \text{ cm}^2 = 13.75\text{cm}$$

La inercia con relación a su centroide de la Viga en T:

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

$$I_T = 12708.33 \text{ cm}^4$$

La viga de altura constante debe tener la misma inercia de la viga T:

$$I_T = \frac{50 \times h^3}{12} = 12708.33$$

$$h_{\text{equivalente}} = 14.5021\text{cm}$$

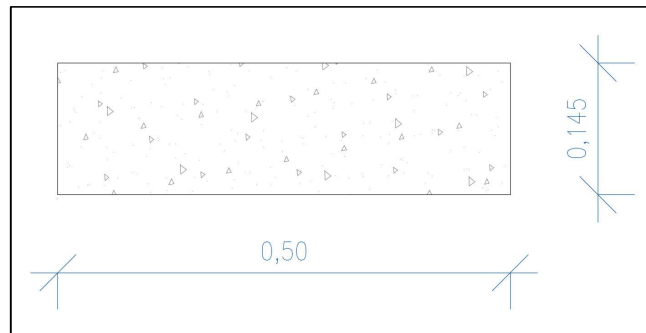


Figura 13: Sección de altura equivalente de la losa de base $B=0.50m$.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

A continuación, se calcula la altura mínima:

Se calculan la relación de inercias α_f para los cuatro lados de la losa de mayor área en el edificio.

$$\alpha_f = \frac{Inercia_{viga}}{Inercia_{Losa}} \quad (ACI-318S, 2014, 8.10.2.7)$$

Eje A:

$$Inercia \text{ de viga: } I_{viga} = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56250 \text{ cm}^4$$

$$Inercia \text{ Losa: } I_{Losa} = \frac{(332.6 - 25) \times 14.50^3}{12} = 78146.42 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_A = 56250 / 78146.42 = 0.72$$

Eje C:

$$Inercia \text{ de viga: } I_{viga} = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56250 \text{ cm}^4$$

$$Inercia \text{ Losa: } I_{Losa} = \frac{(360.3 - 25) \times 14.50^3}{12} = 85183.66 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_B = 56250 / 85183.66 = 0.66$$

Eje 1'

$$Inercia \text{ de viga: } I_{viga} = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56250 \text{ cm}^4$$

$$Inercia \text{ Losa: } I_{Losa} = \frac{(413 - 25) \times 14.50^3}{12} = 98572.21 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 = 56250 / 98572.21 = 0.57$$

Eje 2

$$\text{Inercia de viga: } I_{viga} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia Losa: } I_{losa} = \frac{(260-30) \times 14.50^3}{12} = 58432 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_3 = 67500/58432 = 1.15$$

Se calcula el promedio α_{fm} :

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_A + \alpha_B + \alpha_1 + \alpha_3}{4}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{0.72 + 0.66 + 0.57 + 1.15}{4} = 0.77$$

Como el valor α_m es mayor a 0.2 y menor a 2 se utilizará la fórmula:

$$h_{losa} = \frac{l_n \times (0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (\text{ACI-318S, 2014, Tabla 8.3.1.2})$$

Dónde:

l_n Luz libre en la dirección más larga (mm).

f_y Límite de fluencia.

β Relación entre luz larga y luz corta de la losa.

α_{fm} Promedio de α_f para todas las vigas en todos los bordes de la losa.

$$h_{min} = \frac{5200 \times (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 \times \frac{5200}{4050} (0.775 - 0.2)} = 144.11 \text{ mm} = 14.41 \text{ cm}$$

Entonces se cumple que la altura equivalente es mayor que la altura mínima.

$$14.50 \text{ cm} \approx 14.41 \text{ cm}$$

Una vez cumplidos los requisitos solicitados por el código se selecciona una losa alivianada de 20 cm con bloque hueco de hormigón de 15cm y loseta de compresión de 5cm siendo esta mayor a la altura mínima.

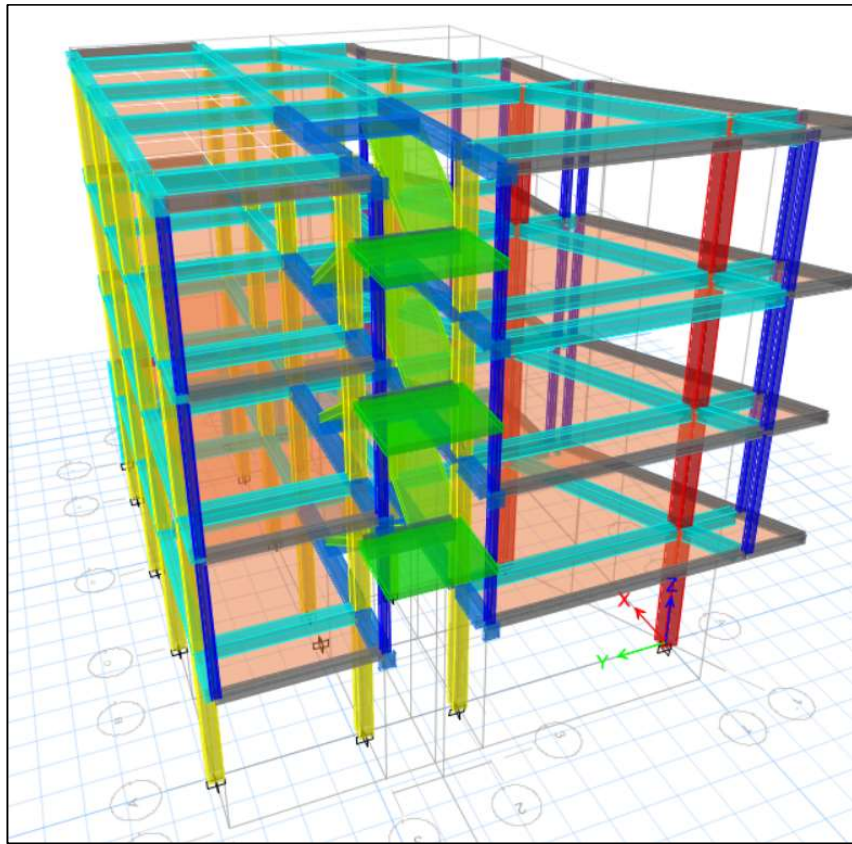


Figura 15: Vista general del sistema estructural.

Fuente: ETABS 2015

3.2.2 Sistema estructural en Acero Estructural

- **Losa de placa colaborante en Edificación de Acero Estructural**

Cada fabricante de acero proporciona manuales técnicos acorde a la norma para el diseño de losa con placa colaborante en el cual se toma en cuenta ciertos factores: cargas, distancia entre apoyos, espesor de placa colaborante, espesor de losa.

Primeramente, se selecciona un espesor de hormigón y de placa colaborante, en base a esto se proporciona el tipo de apoyo y se obtiene una separación máxima entre apoyos.

Consecuente a esto con los valores antes dimensionados se procede a obtener la sobrecarga de servicio máxima, si es que las cargas actuantes sobrepasan las admisibles se optará por cambiar las características.

- Espesor de la Placa Colaborante: $e_{pc} = 0.65\text{mm}$
- Recubrimiento: $e = 2.5\text{cm}$

- Espesor de Losa: $h = 6\text{cm}$
- Separación máxima entre apoyos: 2m
- Carga de servicio máxima con 2 metros entre apoyos: 1419 kg/m^2
- Carga de servicio máxima con 1.7 metros entre apoyos: 2044 kg/m^2
- Alto Trapezoidal de Placa Colaborante: $a = 55\text{mm}$
- Altura Total de Losa de Placa colaborante: $h_t = 11.5\text{cm}$
- Malla electrosoldada ($1\ \phi\ 6@10\text{mm}$) con una cuantía de 0.0018 siendo el mínimo para losas evitando así los efectos de contracción por temperatura.

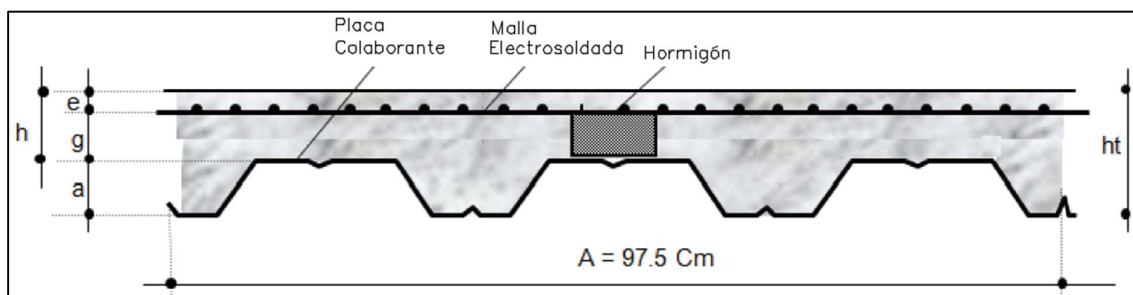


Figura 16: Corte tipo losa Placa Colaborante.

Fuente: Manual Técnico de Placa Colaborante. Tugalt.

Volumen de Hormigón: $0.082\text{ m}^3/\text{m}^2$

Peso Hormigón: $0.082\text{ m}^3/\text{m}^2 \times 24\text{ kN/m}^3 = 1.968\text{ kN/m}^2$

Peso Sección sin concreto: 0.065 kN/m^2

Peso Total: 2.033 kN/m^2

- **Vigas de Acero Estructural.**

Las vigas de acero estructural serán de tipo I y se predimensionarán según el criterio del Dr. Argimiro Castillo Gandica.

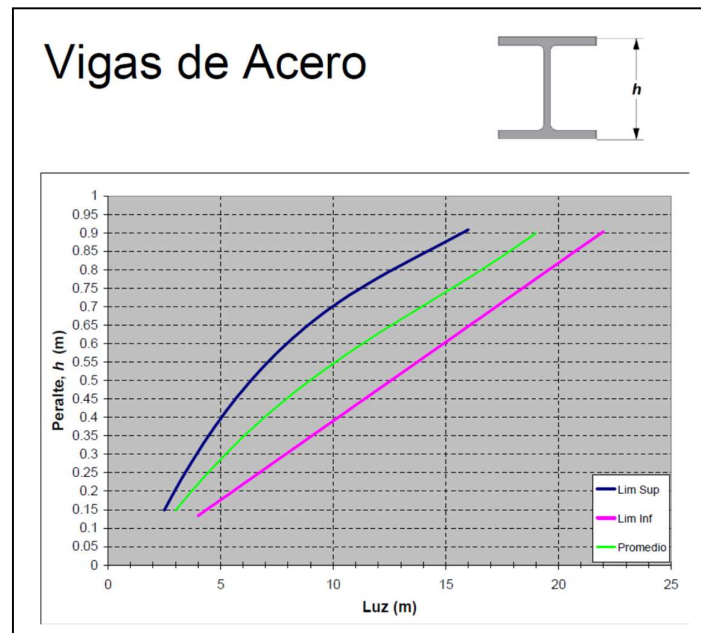


Figura 17: Predimensionamiento de Vigas de Acero Estructural

Fuente: “Gráficos para el predimensionado de estructuras” – Dr. Argimiro Castillo

Para el Eje X-X y Eje Z-Z la luz mayor es de $l = 4.574\text{m}$

Según el gráfico y tomando el promedio:

La altura: $h_v = 0.25\text{m}$

Espesor: 6mm

Se utilizará el perfil laminado IPE 270 según (INEN, 2000a, NTE 2230).

Con sus respectivas características:

h : 270 mm

s : 135 mm

g : 6.60 mm

t : 10.20 mm

R : 12 mm

Para el **Eje Y-Y** la luz mayor es de $l = 5.187\text{m}$

Según el gráfico y tomando el promedio:

La altura: $h_v = 0.30\text{m}$

Espesor: 6mm

Se utilizará el perfil laminado IPE 270 según (INEN, 2000a, NTE 2230).

Con sus respectivas características:

h : 270 mm

s : 135 mm

g : 6.60 mm

t : 10.20 mm

R : 12 mm

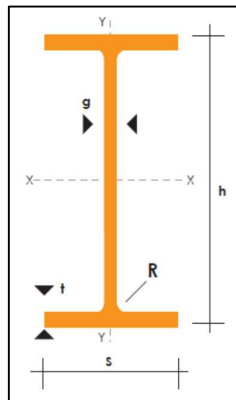


Figura 18: Dimensiones Perfil laminado IPE.

Fuente: Catalogo de Acero DIPAC.

Las vigas secundarias que sirven de soporte a la placa colaborante está conformada por una caja de perfiles estructurales de correas G según (INEN, 2015, NTE 1623) cada una con las siguientes características:

A: 200 mm

B: 50 mm

C: 15 mm

e: 3 mm

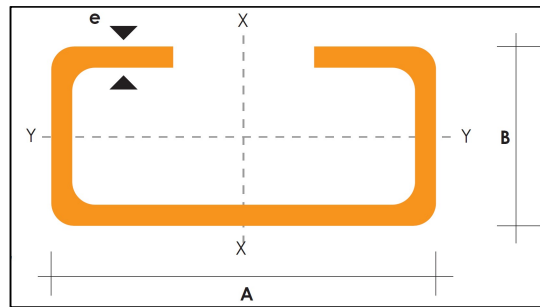


Figura 19: Dimensiones de Perfil laminado Correa "G"

Fuente: Catalogo de Acero DIPAC.

- **Columnas de Acero Estructural.**

Las columnas de acero estructural HEB y se predimensionarán según el criterio del Dr. Argimiro Castillo Gandica.

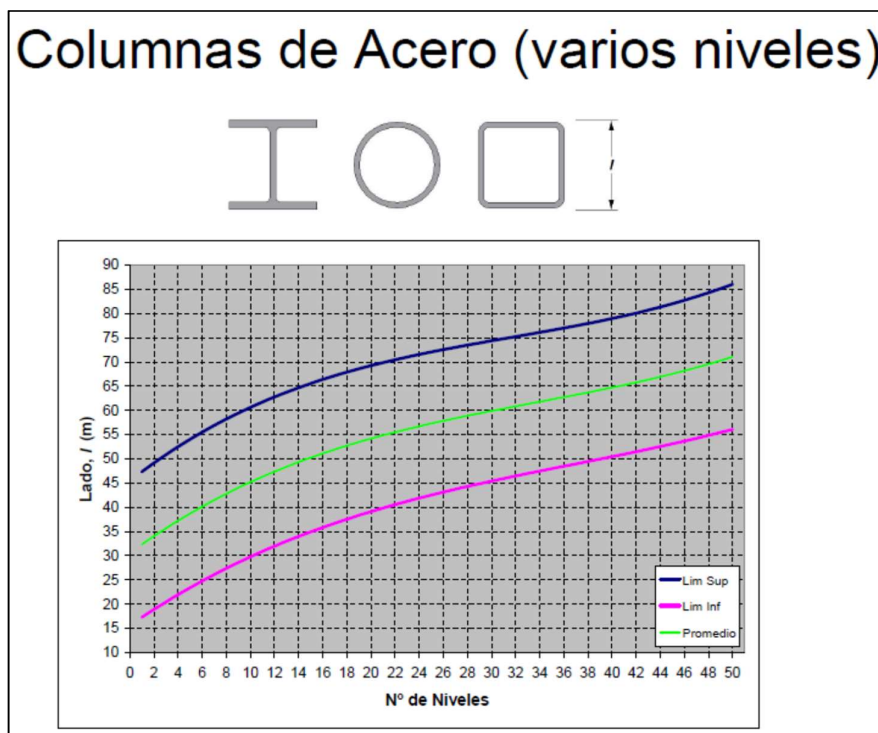


Figura 20: Predimensionamiento de Columnas de Acero Estructural

Fuente: "Gráficos para el predimensionado de estructuras" – Dr. Argimiro Castillo

Se utilizará el perfil laminado HEB 240 según (INEN, 2000b, NTE 2232).

Con sus respectivas características:

h: 240 mm

b: 240 mm

s: 10 mm

t: 17 mm

r: 21 mm

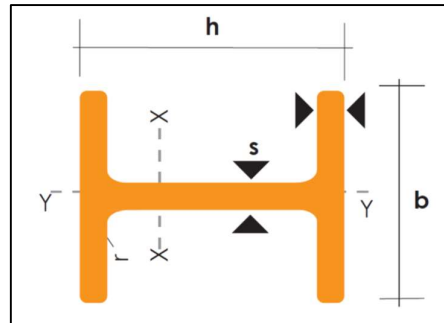


Figura 21: Dimensiones de Perfil laminado HEB.

Fuente: Catalogo de Acero DIPAC.

Detalle de cargas permanentes actuante en losas

Tabla 3: Cargas Permanentes en las losas de las alternativas estructurales.

Tipo de Carga	Edificio Hormigón Armado (kN/ m2)	Edificio Acero Estructural. (kN/ m2)
Losa (Peso Propio).	3.312	2.033
Mampostería.	0.981	0.981
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor.	0.200	0.200
Mortero de Nivelación	0.220	0.220
Peso Instalaciones	0.070	0.070
Peso Cielo Raso.	0.100	0.100
Peso Malla R-84(Novacero)	0.020	0.020
Peso Total:	4.903	3.624

Fuentes: Manual Técnico de Placa Colaborante TUGALT y Catálogo Novacero.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017)

3.3 Cargas Variables

Las carga variables o sobrecargas de uso se obtendrán según NEC-SE-CG, 2015 Tabla 9, por otra parte existen otro tipo de cargas actuantes en las edificaciones de gran importancia denominadas *Cargas Especiales* las cuales serán determinadas.

Las sobrecargas de uso serán las mismas para las dos alternativas estructurales.

Tabla 4: Sobrecargas actuantes en las alternativas estructurales.

Ocupación o Uso	Carga Uniforme kN/m ²
Balcones	4.8
Cubiertas	
Cubiertas destinadas en Jardinería o patios de reunión. (Justificación: se pretende utilizar como área recreativa la losa de cubierta).	2.0
Escaleras y rutas de escape.	4.8
Residencias	
Hoteles y residencias multifamiliares.	2.0

Fuente: NEC-SE-CG, 2015 Tabla 9

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

3.3.1 Cargas especiales

3.3.1.1 Cargas de Viento

La velocidad instantánea máxima de viento en la Ciudad de Cuenca es de 53.1 km/h (14.75 m/s), velocidad medida por la Agencia Espacial Civil (EXA) en 2012, pero la (NEC-SE-CG, 2015, p. 14) acuerda que la velocidad máxima para la zona de emplazamiento de la edificación no deberá ser menor de 21 m/s (75 km/h), siendo esta la velocidad optada para el cálculo de la presión.

Velocidad corregida del viento:

$$V_b = V \times \sigma \quad (\text{NEC-SE-CG, 2015, 3.2.4})$$

Dónde:

V_b velocidad corregida del viento en m/s;

V velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10m sobre el terreno;

σ Coeficiente de corrección obtenida de la tabla 5.

El coeficiente de corrección σ se obtendrá de la Categoría B (obstrucción baja) debido a que la edificación se emplazará en una zona suburbana con edificaciones de baja altura.

Tabla 5: Coeficiente de corrección de viento (σ).

Altura (m)	Sin Obstrucción (Categoría A)	Obstrucción Baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.80
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: NEC-SE-CG, 2015 Tabla5

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Como la edificación es de 4 pisos y de 12 m de altura se requiere una interpolación de los valores en la tabla, $\sigma = 0.914$.

$$V_b = 21 \frac{m}{s} \times 0.914 = 19.194 \text{ m/s}$$

Calculo de la presión del viento:

$$P = 0.5 \times \rho \times V_b^2 \times c_e \times c_f \quad (\text{NEC-SE-CG, 2015, p. 15})$$

Dónde:

P Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

ρ Densidad del aire expresada en Kg/ m³ (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m³);

c_e Coeficiente de entorno/altura, obtenido tabla 6.

c_f Coeficiente de forma, obtenido de la tabla 5

Como es una edificación vertical se escoge el valor +0.8 (Barlovento).

Tabla 6: Tabla de valores C_f , según la construcción.

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la	+0.8	-0.6

Fuente: NEC-SE-CG, 2015 Tabla 6

La edificación consta de 4 plantas altas con una altura de 12 m lo cual nos permite determinar el coeficiente de entorno de la siguiente tabla.

Tabla 7: Tabla de coeficiente de entorno (c_e)

Height above ground level, z		Exposure		
		B	C	D
ft	(m)			
0-15	(0-4.6)	0.57	0.85	1.03
20	(6.1)	0.62	0.90	1.08
25	(7.6)	0.66	0.94	1.12
30	(9.1)	0.70	0.98	1.16
40	(12.2)	0.76	1.04	1.22
50	(15.2)	0.81	1.09	1.27
60	(18)	0.85	1.13	1.31
70	(21.3)	0.89	1.17	1.34
80	(24.4)	0.93	1.21	1.38
90	(27.4)	0.96	1.24	1.40
100	(30.5)	0.99	1.26	1.43
120	(36.6)	1.04	1.31	1.48
140	(42.7)	1.09	1.36	1.52
160	(48.8)	1.13	1.39	1.55
180	(54.9)	1.17	1.43	1.58
200	(61.0)	1.20	1.46	1.61
250	(76.2)	1.28	1.53	1.68
300	(91.4)	1.35	1.59	1.73
350	(106.7)	1.41	1.64	1.78
400	(121.9)	1.47	1.69	1.82
450	(137.2)	1.52	1.73	1.86
500	(152.4)	1.56	1.77	1.89

Fuente: ASCE 7-10, 2010 Tabla 27.3-1.

Entonces se reemplaza en la fórmula:

$$P = 0.5 \times 1.25 \frac{kg}{m^3} \times \left(19.194 \frac{m}{s}\right)^2 \times 0.76 \times 0.8$$

$$P = 139.996 \frac{N}{m^2} \quad (\text{Presión})$$

Tabla 8: Valores de Presión de viento según la altura de piso.

Cargas de viento	
Altura (m)	Presión x (N/m ²)
N+= 3m	123.942
N+= 6m	126.259
N+= 9m	133.337
N+= 12m	139.996

Fuente: NEC-SE-CG, 2015 Tabla 9

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

3.3.1.2 Cargas Sísmicas

La carga sísmica viene en función de los espectros de respuestas existentes en la norma (NEC-SE-DS, 2015) y se debe realizar un ajuste para la adecuada aplicación y así determinar el espectro de diseño que está en función del tipo de suelo, la importancia y la ubicación de la estructura. Antes de comenzar con el análisis respectivo es necesario determinar algunas características que influyen en el cálculo.

La edificación se encuentra en la ciudad de Cuenca en el sector de Yanuncay por consecuente:

- Zona Sísmica: II (NEC-SE-DS, 2015, 3.1.1)
- Factor de Zona Z: 0.25 (NEC-SE-DS, 2015, 3.1.1)
- Caracterización del Peligro Sísmico: Alta (NEC-SE-DS, 2015, 3.1.1)
- Tipo de Suelo: D (NEC-SE-DS, 2015, 3.2.1)
- Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

$$\eta = 2.48 \text{ Sierra, Esmeraldas y Galápagos.} \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, p. 34})$$

- Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$$r = 1 \quad \text{Para suelo tipo D.} \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, p. 34})$$

Según el tipo de suelo y factor de zona sísmica se obtienen los coeficientes de perfil de suelo:

- Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de periodo corto, F_a :

$$F_a = 1.4 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Tabla 3})$$

- Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca F_d :

$$F_d = 1.45 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Tabla 4})$$

- Comportamiento no lineal de los suelos F_s :

$$F_s = 1.06 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Tabla 5})$$

Según el tipo de estructura y su geometría se tiene:

- Coeficiente de importancia, $I = 1.0$ (NEC-SE-DS, 2015, Tabla 6)

- Coeficiente de configuración estructural:

$$\phi_P = 0.9 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Tabla 13})$$

$$\phi_E = 1 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Tabla 14})$$

- Factor de Reducción R en los X y Y:

$$R_X = 8 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Tabla 15})$$

$$R_Y = 8 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Tabla 15})$$

Se procede a calcular los límites de vibración para el espectro sísmico de aceleraciones que representa el sismo:

$$T_0 = 0.1 \times F_s \times \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, p. 35})$$

$$T_0 = 0.1 \times 1.06 \times \frac{1.45}{1.4} = 0.1098 \text{ s}$$

$$T_c = 0.55 \times F_s \times \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, p. 34})$$

$$T_c = 0.55 \times 1.06 \times \frac{1.45}{1.4} = 0.6038 \text{ s}$$

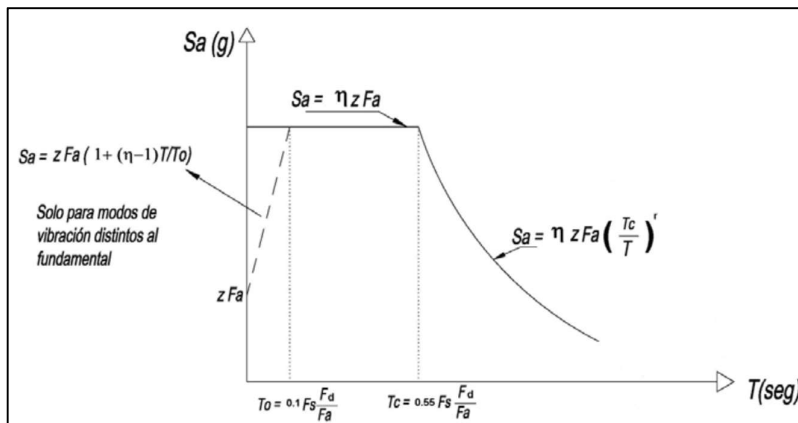


Figura 22: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015, p. 33)

El cálculo del periodo fundamental de vibración T:

$$T = C_t \times h_n^\alpha \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, p. 62})$$

Dónde:

T Periodo de Vibración

h_n Altura máxima de la edificación medida desde la base, en metros.

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio. (NEC-SE-DS, 2015, p. 62)

α Coeficiente que depende del tipo de edificio. (NEC-SE-DS, 2015, p. 62)

Estructura en Hormigón Armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras:

$$T = 0.055 \times 12^{0.75} = 0.3546 \text{ s}$$

Estructura en Acero Estructural sin arriostramiento:

$$T = 0.072 \times 12^{0.8} = 0.5256 \text{ s}$$

Según la condición:

$$T_o \leq T \leq T_c$$

$$\text{Hormigón Armado} \quad 0.1098 \leq 0.3546 \leq 0.6038$$

$$\text{Estructura Metálica} \quad 0.1098 \leq 0.5256 \leq 0.6038$$

$$S_a = \eta \times Z \times F_a \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, p. 34})$$

$$S_a = 2.48 \times 0.25 \times 1.4 = 0.868$$

Según la configuración estructural y el uso a la cual está siendo destinada la edificación se tiene:

- Coeficiente de importancia, I: 1.0 (NEC-SE-DS, 2015, Tabla 6)
- Factor de Reducción R en los X y Y:

$$R_X = 8 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Tabla 15})$$

$$R_Y = 8 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Tabla 15})$$

Con estos valores se procedió a determinar el espectro elástico de diseño para la edificación obtenido en ETABS 2015.

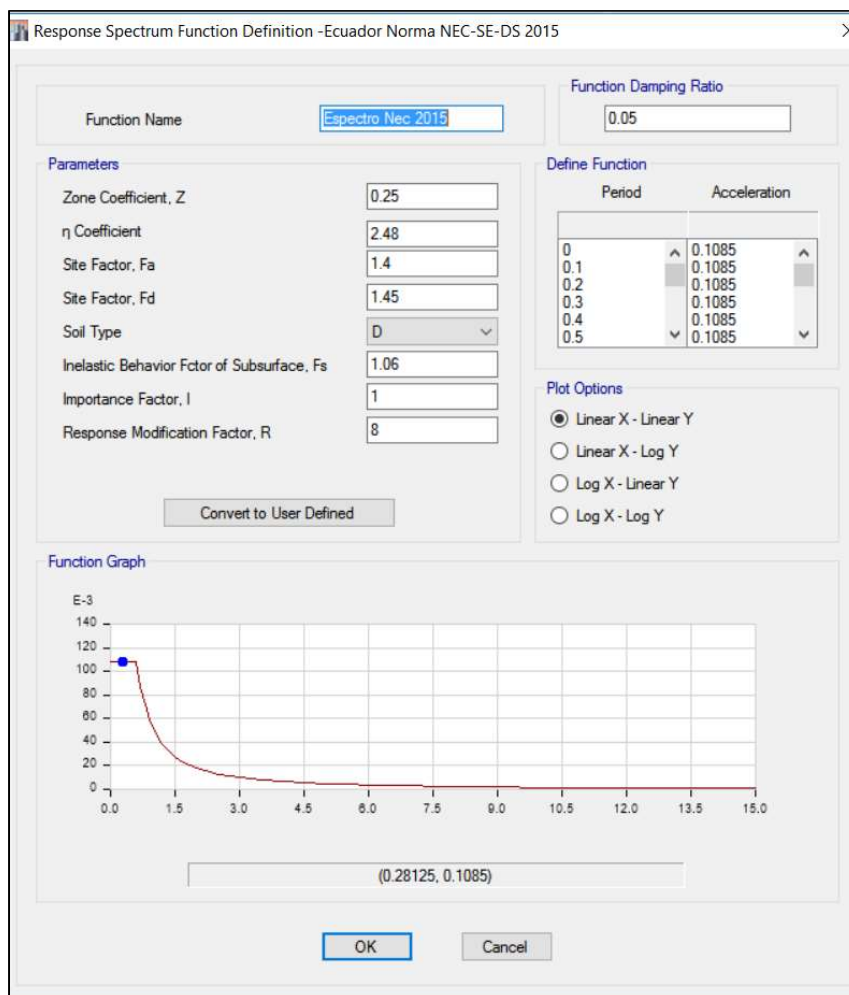


Figura 23: Espectro de diseño 1.

Fuente: ETABS 2015

El máximo valor de la aceleración en el espectro de diseño es de 1.085 g, según lo obtenido en la figura 23.

La cortante basal estático de diseño viene dada por la fórmula:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.2})$$

Dónde:

Sa (Ta) Espectro de diseño en aceleración.

φP y φE Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I Coeficiente de importancia.

R Factor de reducción de resistencia sísmica.

V	Cortante basal total de diseño
W_m	Carga sísmica reactiva de cada estructura (hormigón/acero).
T_a	Período de vibración según sea la estructura.

Para el cálculo de la cortante basal, se determinarán los pesos de cada estructura tanto en Hormigón Armado como en Acero estructural.

$$V = \frac{1 \times 0.868}{8 \times 0.9 \times 1} W = 0.121 W$$

3.4 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga a optarse en la edificación serán las sugeridas de la (NEC-SE-CG, 2015, p. 19).

Definiendo cada carga actuante como:

D	Carga Muerta o Permanente.
E	Carga de sismo.
L	Carga Viva o Sobrecarga.
W	Carga de Viento.

Las combinaciones a tomar en cuenta cumplen el criterio de ultima resistencia.

Tabla 9: Combinaciones de carga en la edificación.

Combinación	D	L	Ex	Ey	Wx	Wy
1	1.4					
2	1.2	1.6				
3	1.2	1				
4	1.2				0.5	
5	1.2					0.5
6	1.2				0.5	0.5
7	1.2	1.0	1.0			
8	1.2	1.0		1.0		
9	1.2	1.0	-1.0			
10	1.2	1.0		-1.0		

11	0.9				1.0	
12	0.9					1.0
13	0.9				1.0	1.0
14	0.9		1.0			
15	0.9			1.0		
16	0.9		-1.0			
17	0.9			-1.0		

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015, p. 19)

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

3.5 Líneas de influencia

Las líneas de influencia se utilizarán para determinar las condiciones de carga más desfavorables para la estructura aplicando las combinaciones antes nombradas y de esta manera garantizar la resistencia, rigidez y estabilidad de los elementos estructurales, los máximos esfuerzos que se producirán en la estructura no necesariamente ocurrirán cargándola en su totalidad.

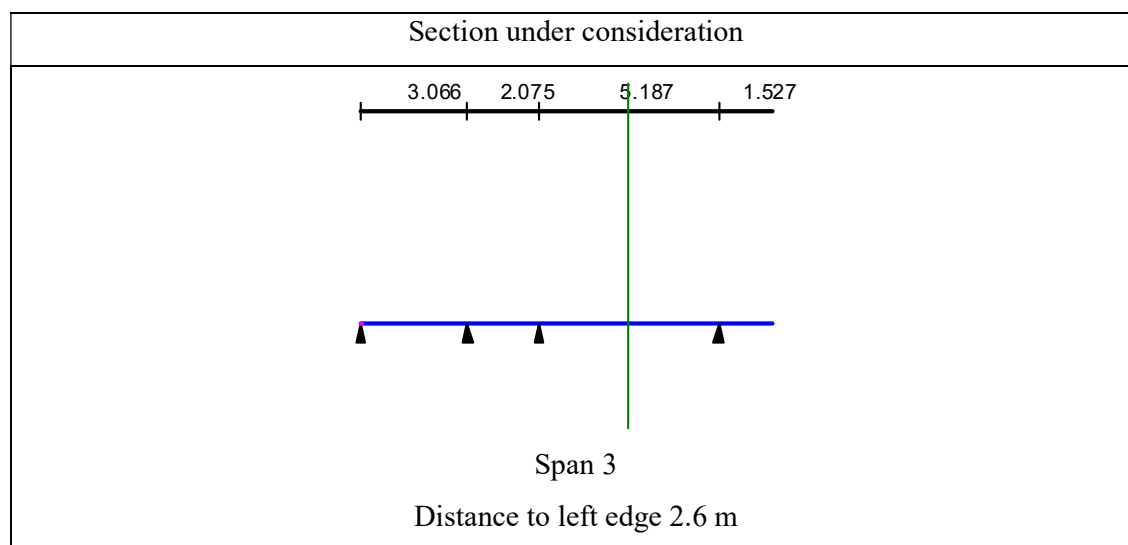
Se elaboran las líneas de influencia de la acción de cargas vivas en losas y vigas, se generarán para los pórticos con mayores luces. Los pórticos a ser analizados: Eje A - Eje 1'.

Para el pórtico A se determinará los esfuerzos máximos en el punto medio entre los ejes 1 - 2 y para el pórtico 1' se determinará en el punto medio entre los ejes A – C.

La elaboración de las líneas de influencia se realizará con la ayuda del programa Kristall del paquete SCAD Soft, los resultados obtenidos en los gráficos nos indican en que tramos se deberá cargar cada pórtico para obtener los mayores esfuerzos.

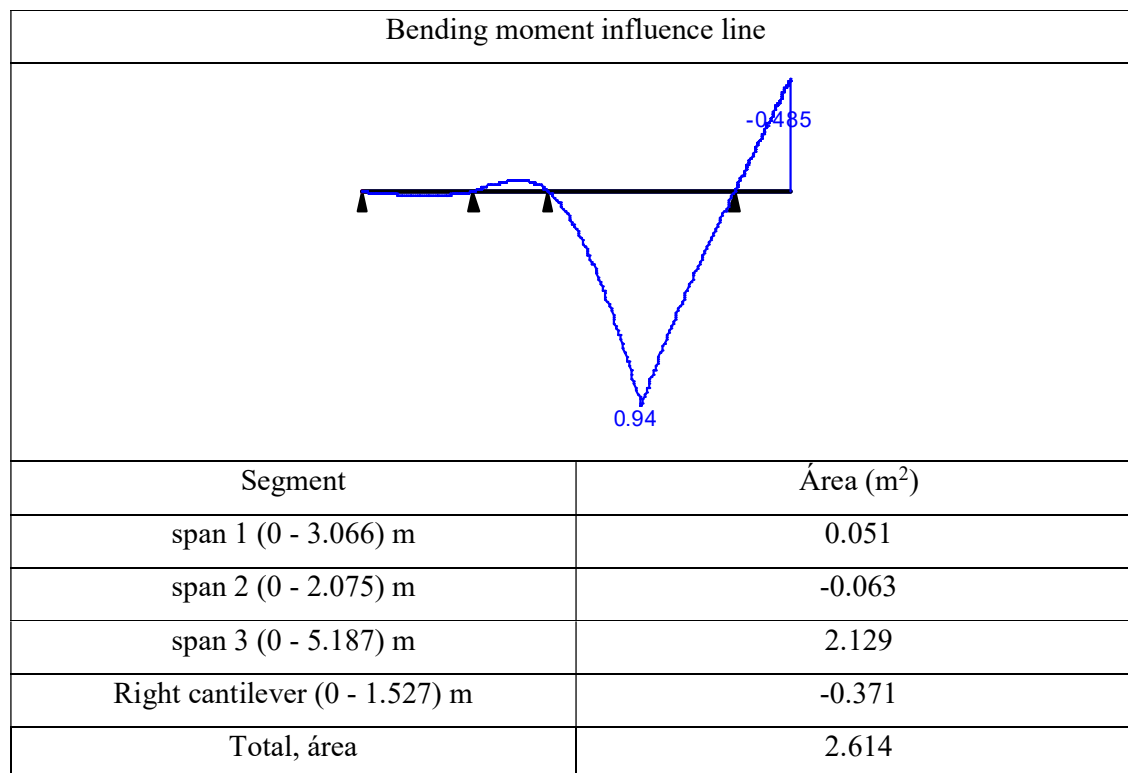
Línea de Influencia Pórtico A N=+3.34m

Tabla 10: Dimensiones Consideradas viga N=+3.34m, pórtico A



Fuente: Kristall.

Tabla 11: Línea de influencia de momentos Pórtico A, viga N=+3.34m



Fuente: Kristall.

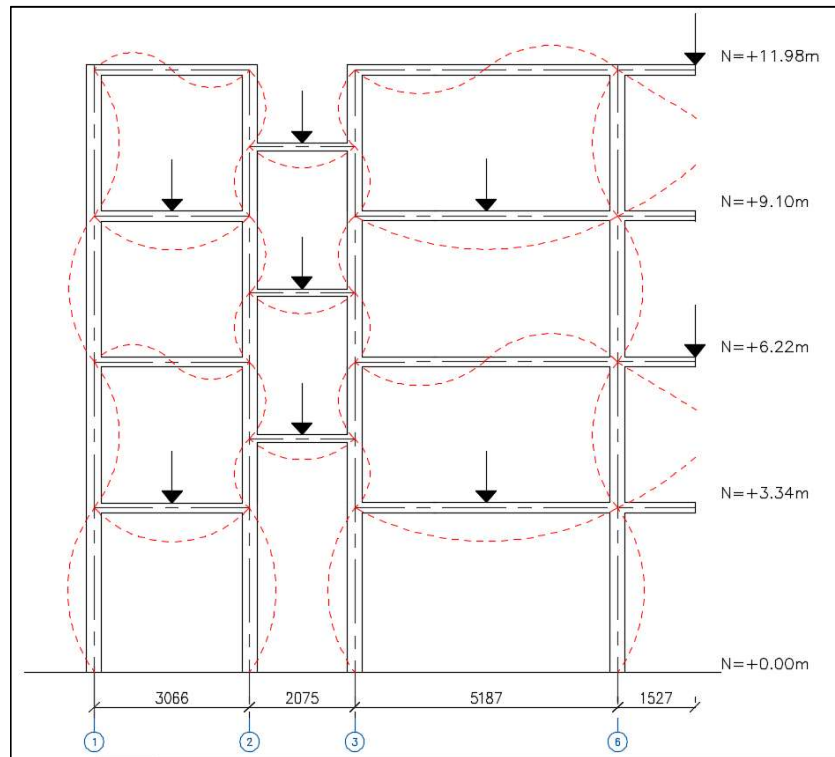
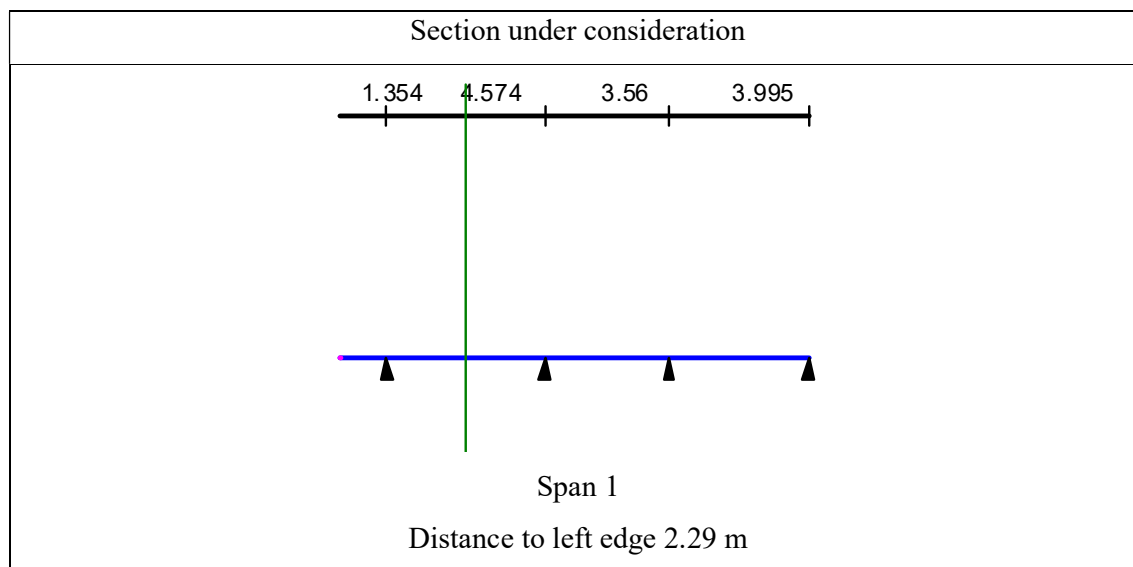


Figura 24: Esquema de carga según la línea de influencia - Pórtico A

Elaborado: Danilo Molina M., (2017)

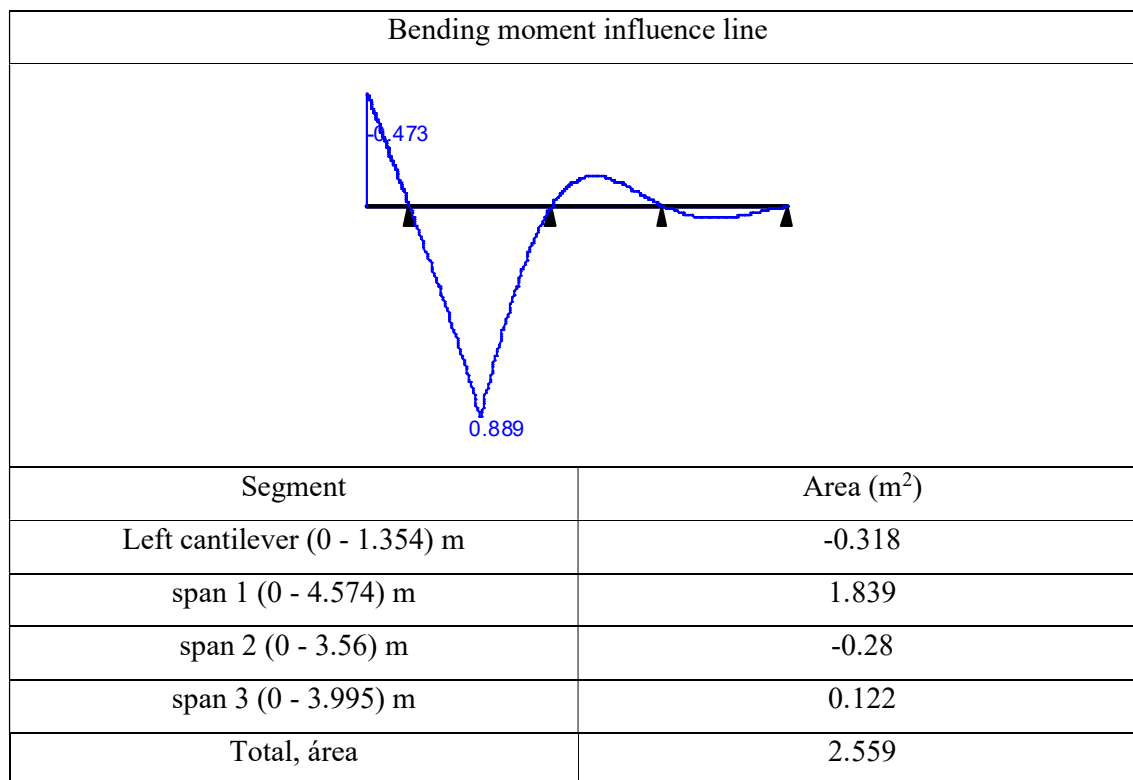
Línea de Influencia Pórtico 1', N=+3.34m

Tabla 12: Dimensiones Consideradas viga N=+3.34m, pórtico 1'



Fuente: Kristall.

Tabla 13: Línea de influencia de momentos Pórtico 1', viga N=+3.34m



Fuente: Kristall.

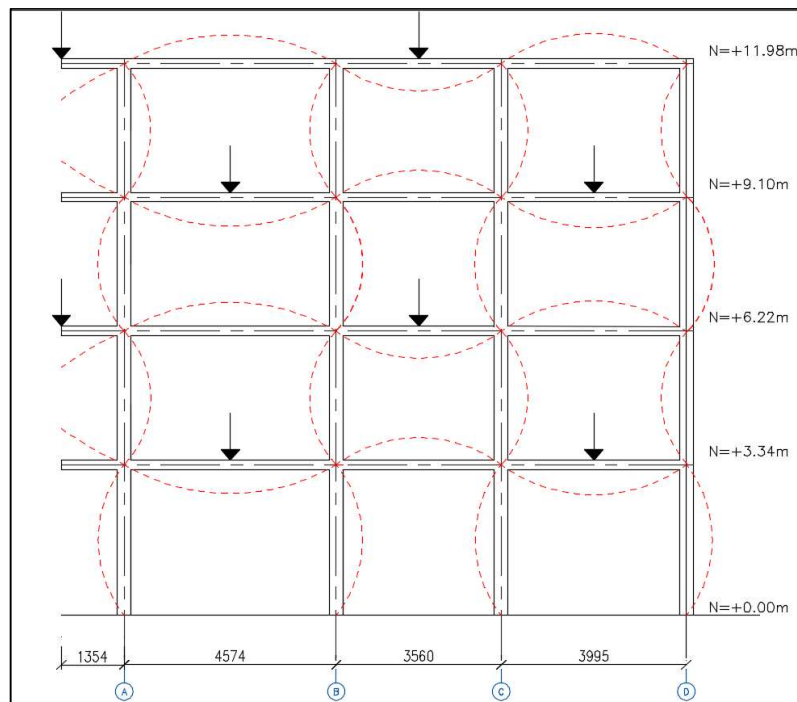


Figura 25: Esquema de carga según la línea de influencia- Pórtico 1'

Elaborado: Danilo Molina M., (2017)

Como se muestra en las figuras de la tabla 11 y 13 respectivamente los diagramas de línea de influencia para momentos flectores en los pórticos son semejantes a las deformaciones por carga que sufre cada elemento portante de la estructura, por esta razón se procede a dar continuidad a las mismas proyectándolas en las columnas y generándolas en los siguientes niveles.

En la presente tesis las combinaciones de carga en el programa de cálculo serán determinadas con el nombre de “ajedrez” para pórticos y losas, el nombre de ajedrez se tomó como referencia porque para las losas la forma de carga que se obtiene es similar a la configuración de un tablero de ajedrez y este mismo va intercambiando según se cambia de nivel.

Una vez obtenidos los estados de carga con líneas de influencia se procede a obtener los resultados de cada edificación y verificar si los esfuerzos obtenidos son mayores a los obtenidos cargando en su totalidad.

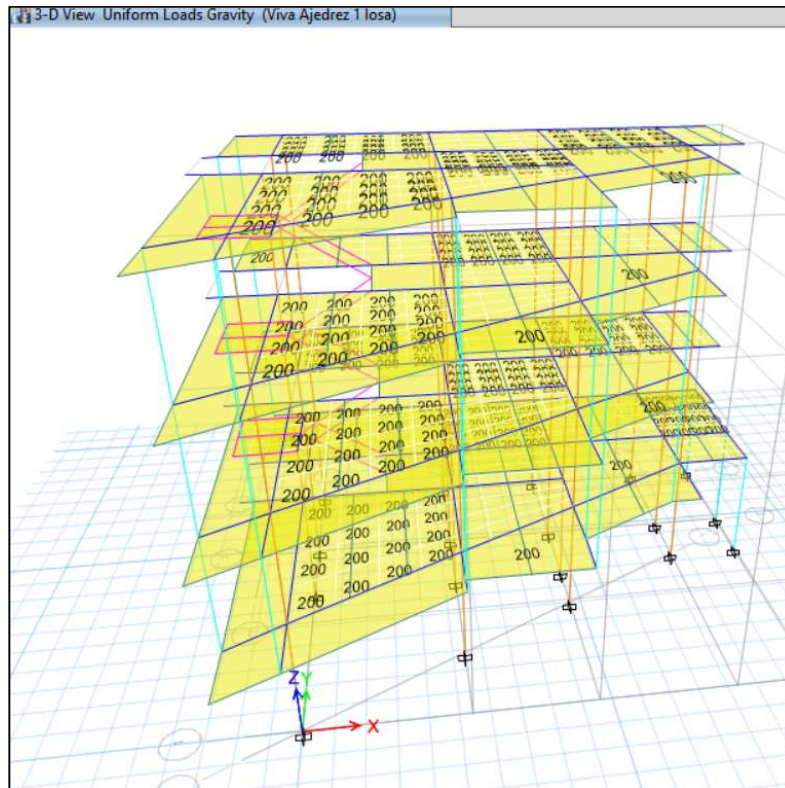


Figura 26: Estado de carga "Ajedrez 1 Losa" en la estructura.

Fuente: ETABS 2015

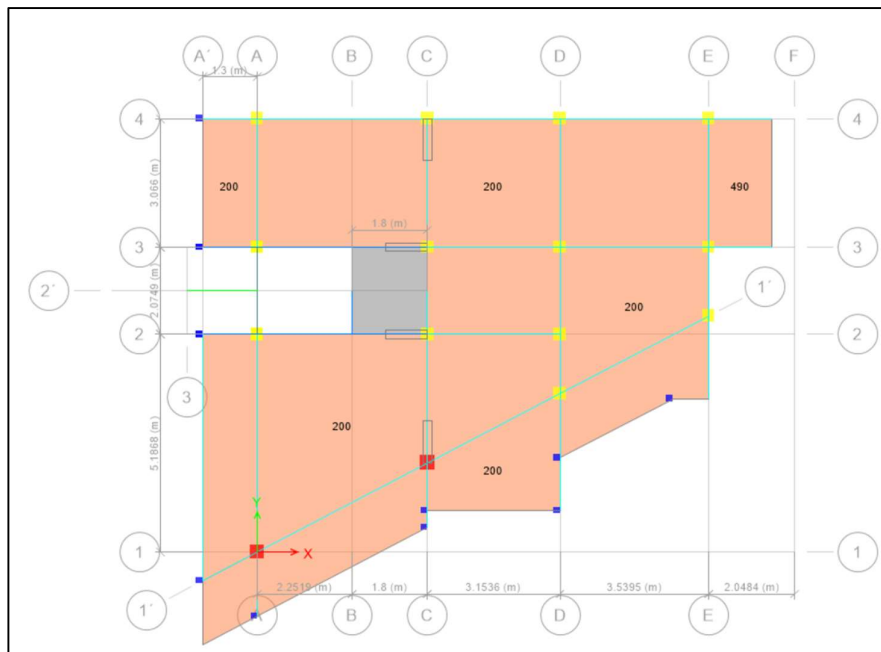


Figura 27: Estado de carga " Ajedrez 1 losa" en la estructura.

Fuente: ETABS 2015

3.6 Estudio de Mecánica de Suelos

Según el estudio de suelos obtenido los siguientes resultados del terreno Dónde se pretende realizar la edificación, se obtuvo los siguientes resultados:

- Tensión admisible a 1.70 m: 3.00 kg/cm^2
- Cohesión: 0.12 kg/cm^2
- Angulo Fricción interno: 28°
- Asentamiento Máximo: 1.35cm
- Clasificación del suelo:

GW-GM /SUCS: Gravas bien graduadas muy resistente al corte en estado compacto y saturado.

- Peso específico húmedo: 1847.21 kg/m^3
- Peso específico seco: 1525.92 kg/m^3



Figura 28: Excavación a mano para la toma de muestras de suelo.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017)

El estudio de mecánica de suelos completo se encuentra presente en Anexo 1

CAPÍTULO IV

4. CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO

A continuación, se realizará el diseño de los elementos portantes que tienen los mayores esfuerzos en la edificación según los resultados obtenidos del programa de cálculo **ETABS 2015**. Para estructuras de Hormigón Armado según (NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.1.5) utilizara valores de inercias agrietadas 0.5 vigas, 0.8 columnas y 0.6 muros estructurales.

4.1 Requisitos Sísmicos

El peso total (W) de la edificación de hormigón armado es: 401755.04 kg

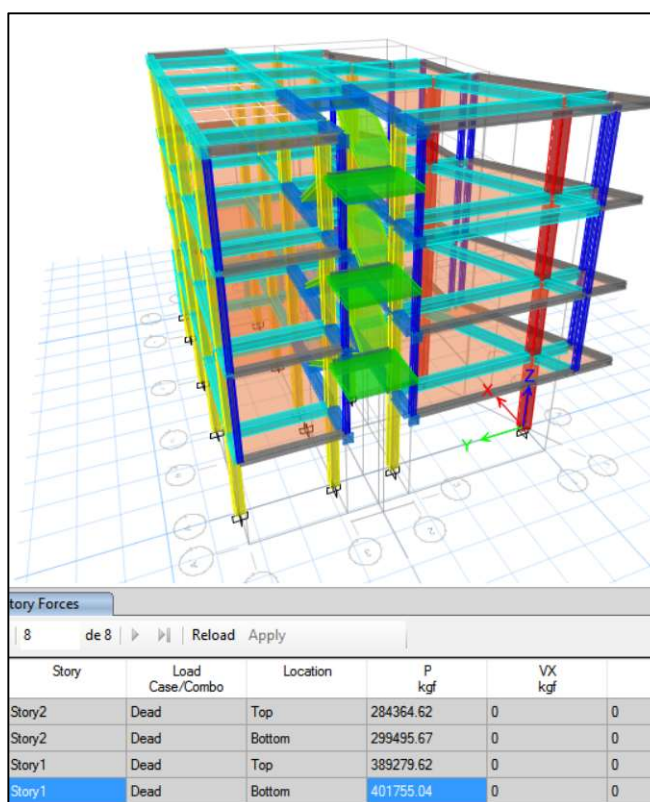


Figura 29: Peso muerto edificación Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{BE} = 0.121 \times W^*$$

$$V_{BE} = 0.121 \times 401755.04 \text{ kg} = 48612.36 \text{ kg}$$

A continuación, se procede a obtener la cortante basal estática obtenida del programa y proceder a corregir si es el caso.

* Según la página 47 del presente estudio.

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story1	Sx Estatico	Top	0	-33351.99	0
Story1	Sx Estatico	Bottom	0	-33351.99	0
Story1	Sy Estatico	Top	0	0	-33351.99
Story1	Sy Estatico	Bottom	0	0	-33351.99

Figura 30: Cortante Basal Estática en Hormigón Armado del programa

Fuente: ETABS 2015

$$V_{BE \text{ programa}} = 33351.99 \text{ kg}$$

Como los valores obtenidos son distintos se procede a la respectiva corrección.

$$C1 = 48612.36 / 33351.99 = 1.457$$

Con estos valores se procede a ingresar en el programa de cálculo y obtener el nuevo cortante basal estático. Y calcular el nuevo cortante basal estático.

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story1	Sx Estatico	Top	0	-48612.36	0
Story1	Sx Estatico	Bottom	0	-48612.36	0
Story1	Sy Estatico	Top	0	0	-48612.36
Story1	Sy Estatico	Bottom	0	0	-48612.36

Figura 31: Cortante Basal estática en Hormigón Armado corregida del programa.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{B \text{ estático}} = 48612.36 \text{ kg entonces es aceptable los datos coinciden.}$$

A continuación, se procede a calcular la cortante basal dinámica máxima, debe cumplir el siguiente requerimiento para estructuras irregulares.

$$V_{B \text{ estatica}} 0.85 < V_{B \text{ dinamica}} \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.2.2, literal b.})$$

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story1	Sy Max	Top	0	6749.42	15118.3
Story1	Sy Max	Bottom	0	6749.42	15118.3
Story1	Sx Max	Top	0	16531.6	6749.42
Story1	Sx Max	Bottom	0	16531.6	6749.42

Figura 32: Cortante Basal Dinámica en Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{xB \text{ dinámico}} = 16531.6 \text{ kgf}$$

$$V_{yB \text{ dinámico}} = 15118.3 \text{ kgf}$$

Tabla 14: Condición de cortante basal para hormigón armado.

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal	Factor modificación
Sismo X	$V_{xB \text{ dinámico}} > 0.85 V_{B \text{ estático}}$ $16531.6 < 41320.51$	2.49
Sismo Y	$V_{yB \text{ dinámico}} > 0.85 V_{B \text{ estático}}$ $15118.3 < 41320.51$	2.73

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.2.2, literal b.)

Se procede a la modificación para cumplir dicho requerimiento.

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	
Story1	Sy Max	Top	0	18447.17	41320.59	1
Story1	Sy Max	Bottom	0	18447.17	41320.59	1
Story1	Sx Max	Top	0	41320.55	16870.1	2
Story1	Sx Max	Bottom	0	41320.55	16870.1	2

Figura 33: Cortante Basal Dinámica modificada en Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{xB \text{ dinámico}} = 41320.55 \text{ kgf} \approx 41320.51 = 0.85 V_{B \text{ estático}}$$

$$V_{xB \text{ dinámico}} = 41320.59 \text{ kgf} \approx 41320.51 = 0.85 V_{B \text{ estático}}$$

Cumpliendo los requisitos sísmicos procedemos a la verificación de las derivas de piso máximas admisibles.

Deriva máxima en el sentido X:

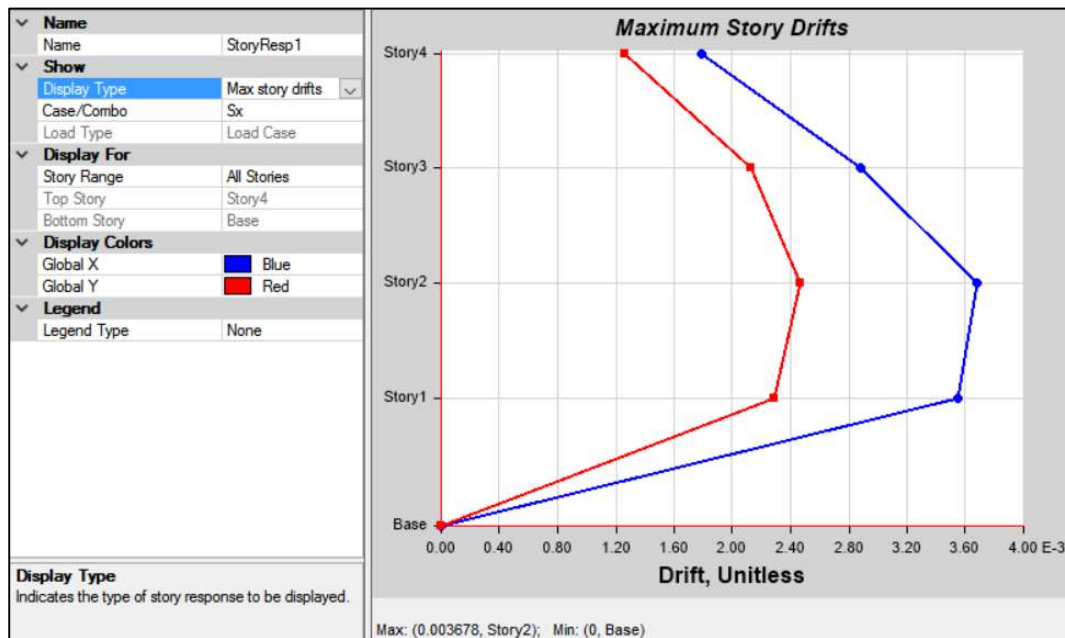


Figura 34: Deriva Máxima por Sismo X, en Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.9})$$

$$\Delta_M = 0.75 \times 8 \times 0.003678 = 0.022$$

$$\Delta_M < \Delta_{M \text{ maxima}}$$

$$0.022 > 0.02 \text{ No Cumple}$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica.

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales.

R Factor de reducción de resistencia.

$\Delta_{M \text{ maxima}}$ Deriva máxima admisible.

Deriva máxima en el sentido Y:

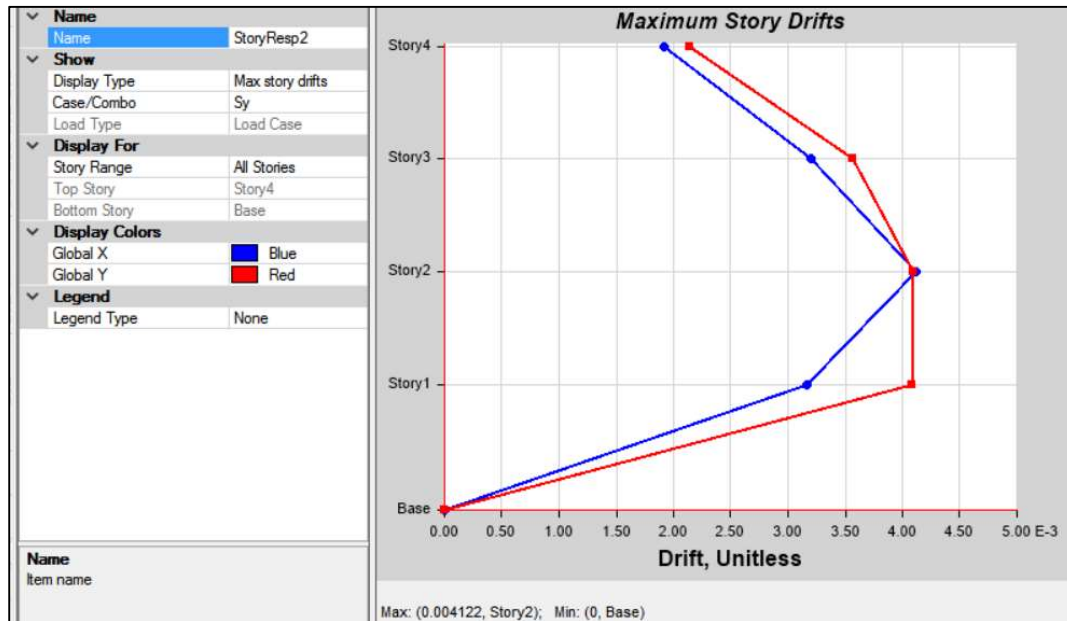


Figura 35: Deriva Máxima por Sismo Y en Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.9})$$

$$\Delta_M = 0.75 \times 8 \times 0.00412 = 0.025$$

$$\Delta_M < \Delta_{M \text{ maxima}}$$

$$0.025 > 0.02 \text{ No Cumple}$$

Como los valores admisibles no cumplen se procede a dar rigidez a la estructura con muros de corte de 1m de largo por 0.2m ancho ubicados: sentido Y eje C-1', sentido Y eje C-4, sentido X eje C-3, sentido X eje C-2 como se muestra en la siguiente figura, que nacen desde la base hasta el nivel N=+11.94.

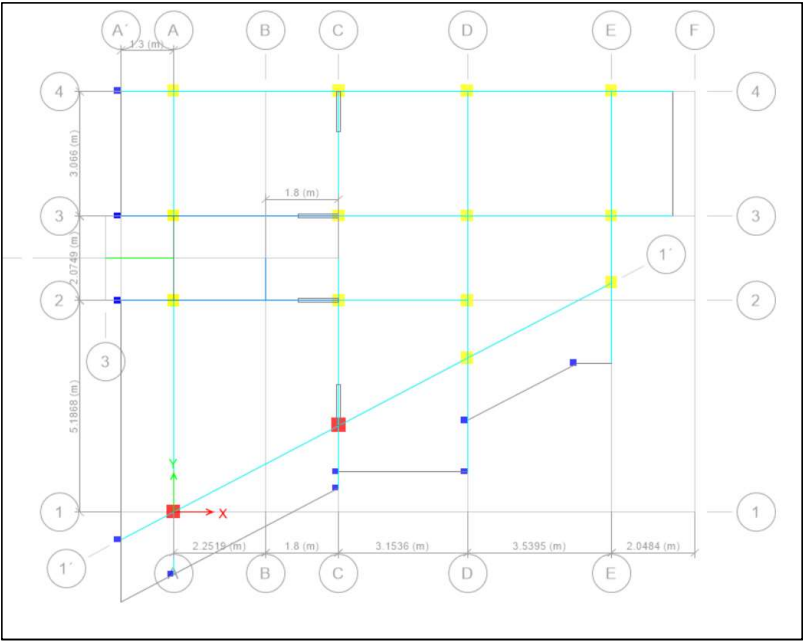


Figura 36: Muros de corte en planta de la edificación de Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

A continuación, se revisará nuevamente el requisito sísmico debido a que se incrementó el peso de la edificación con dichos muros de corte

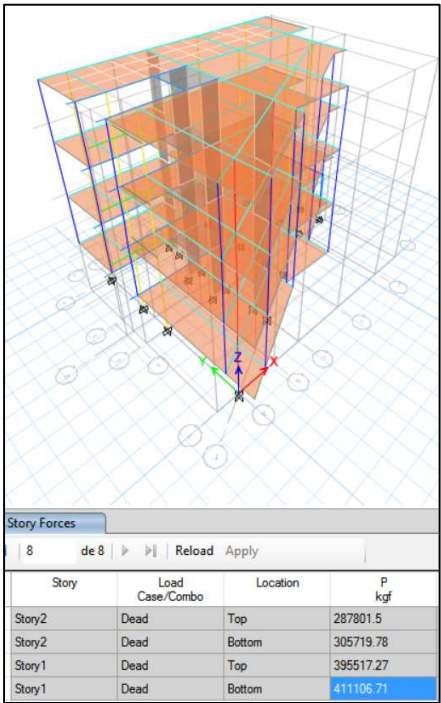


Figura 37: Peso muerto de edificación de Hormigón Armado con muros de corte.

Fuente: ETABS 2015

El peso (W) de la edificación incluido los muros de corte es 422582.44 kg.

$$V_{BE} = 0.121 \times W^1$$

$$V_{BE} = 0.121 \times 422582.44 \text{ kg} = 51132.48 \text{ kg}$$

A continuación, se procede a obtener la cortante basal estática obtenida del programa y proceder a corregir si es el caso.

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story1	Sx Estatico	Top	0	-35752.32	0
Story1	Sx Estatico	Bottom	0	-35752.32	0
Story1	Sy Estatico	Top	0	0	-35752.32
Story1	Sy Estatico	Bottom	0	0	-35752.32

Figura 38: Cortante basal estática nueva en Hormigón Armado del programa.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{BE \text{ programa}} = 35752.32 \text{ kg}$$

Como los valores obtenidos son distintos se procede a la respectiva corrección.

$$C1 = 51132.48 / 35752.32 = 1.43$$

Con estos valores se procede a ingresar en el programa de cálculo y obtener el nuevo cortante basal estático. Y calcular el nuevo cortante basal estático.

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story1	Sx Estatico	Top	0	-51132.48	0
Story1	Sx Estatico	Bottom	0	-51132.48	0
Story1	Sy Estatico	Top	0	0	-51132.47
Story1	Sy Estatico	Bottom	0	0	-51132.47

Figura 39: Cortante basal estática nueva en Hormigón Armado corregida del programa.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{B \text{ estático modificado}} = 51132.47 \text{ kg entonces es aceptable los datos coinciden.}$$

A continuación, se procede a calcular la cortante basal dinámica máxima, debe cumplir el siguiente requerimiento para estructuras irregulares.

$$V_{B \text{ estática}} 0.85 < V_{B \text{ dinámica}} \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.2.2, literal b.})$$

¹ Según la página 42 del presente estudio.

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story1	Sy Max	Top	0	1626.73	25436.99
Story1	Sy Max	Bottom	0	1626.73	25436.99
Story1	Sx Max	Top	0	25051.25	1626.73
Story1	Sx Max	Bottom	0	25051.25	1626.73

Figura 40: Cortante basal dinámica nueva en Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{xB \text{ dinámico}} = 25051.25 \text{ kgf}$$

$$V_{yB \text{ dinámico}} = 25436.99 \text{ kgf}$$

$$0.85 V_B \text{ estático modificado} = 42282.32 \text{ kgf}$$

Tabla 15: Condición de cortante basal nueva para edificio de Hormigón Armado.

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal	Factor modificación
Sismo X	$V_{xB \text{ dinámico}} > 0.85 V_B \text{ estático}$ 25051.25 < 42282.32	1.69
Sismo Y	$V_{yB \text{ dinámico}} > 0.85 V_B \text{ estático}$ 25436.99 < 42282.32	1.66

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.2.2, literal b.)

Se procede a la modificación para cumplir dicho requerimiento.

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story1	Sy Max	Top	0	2704.01	42282.35
Story1	Sy Max	Bottom	0	2704.01	42282.35
Story1	Sx Max	Top	0	42282.45	2745.66
Story1	Sx Max	Bottom	0	42282.45	2745.66

Figura 41: Cortante basal dinámica nueva modificada en Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{xB \text{ dinámico}} = 42282.45 \text{ kgf} \approx 42282.32 = 0.85 V_B \text{ estático}$$

$$V_{yB \text{ dinámico}} = 42282.35 \text{ kgf} \approx 42282.32 = 0.85 V_B \text{ estático}$$

Deriva máxima en el sentido X:

Cumpliendo los requisitos sísmicos procedemos a la verificación de las derivas de piso máximas admisibles.



Figura 42: Deriva Máxima por Sismo X, en Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.9})$$

$$\Delta_M = 0.75 \times 8 \times 0.001949 = 0.012$$

$$\Delta_M < \Delta_{M \text{ maxima}}$$

$$0.012 < 0.02 \quad \textbf{Cumple}$$

Deriva máxima en el sentido Y:

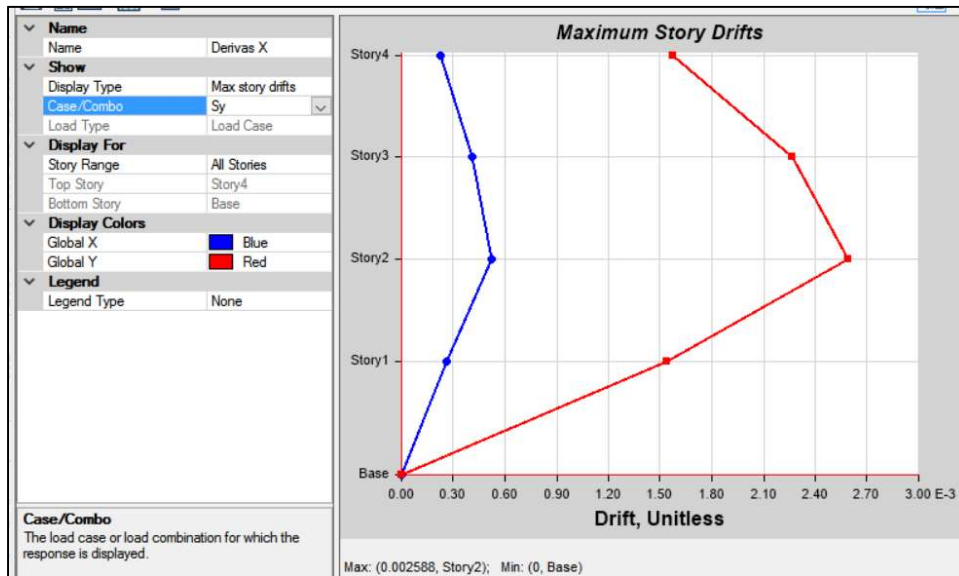


Figura 43: Deriva Máxima por Sismo Y, en Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.9})$$

$$\Delta_M = 0.75 \times 8 \times 0.0025 = 0.0155$$

$$\Delta_M < \Delta_{M \text{ máxima}}$$

$$0.0155 < 0.02 \quad \text{Cumple}$$

A continuación, presenta un resumen de las derivas en cada piso.

Tabla 16: Resumen de derivas en cada piso edificación de Hormigón Armado.

Piso	Load Case/Combo	Dirección	Deriva	ΔM	ΔM máxima	Condición ΔM máxima $> \Delta M$	X m	Y m	Z m
Piso4	Sy Max	X	0.000229	0.001374	0.02	Cumple	-1.3	-2.2074	11.94
Piso4	Sy Max	Y	0.001572	0.009432	0.02	Cumple	12.245	10.3277	11.94
Piso4	Sx Max	X	0.001077	0.006462	0.02	Cumple	12.245	10.3277	11.94
Piso4	Sx Max	Y	0.000458	0.002748	0.02	Cumple	12.245	10.3277	11.94
Piso3	Sy Max	X	0.000411	0.002466	0.02	Cumple	-1.3	-2.2074	9.04
Piso3	Sy Max	Y	0.002266	0.013596	0.02	Cumple	12.245	10.3277	9.04
Piso3	Sx Max	X	0.001562	0.009372	0.02	Cumple	12.245	10.3277	9.04
Piso3	Sx Max	Y	0.000779	0.004674	0.02	Cumple	12.245	10.3277	9.04
Piso2	Sy Max	X	0.000522	0.003132	0.02	Cumple	-1.3	-2.2074	6.14
Piso2	Sy Max	Y	0.002588	0.015528	0.02	Cumple	10.745	3.6529	6.14
Piso2	Sx Max	X	0.001949	0.011694	0.02	Cumple	-1.3	10.3277	6.14

Piso2	Sx Max	Y	0.000879	0.005274	0.02	Cumple	-1.3	-2.2074	6.14
Piso1	Sy Max	X	0.000261	0.001566	0.02	Cumple	0	0	3.24
Piso1	Sy Max	Y	0.001537	0.009222	0.02	Cumple	12.7934	5.6263	3.24
Piso1	Sx Max	X	0.001384	0.008304	0.02	Cumple	12.7934	10.3277	3.24
Piso1	Sx Max	Y	0.000824	0.004944	0.02	Cumple	12.7934	5.6263	3.24

Fuente: ETABS 2015

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Se utilizó un total de 12 modos de vibración, 3 por cada piso, para cumplir el requerimiento, “todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.” (NEC-SE-DS, 2015, p. 58).

Consecuente a esto se presenta una tabla en el cual U_x , U_y y R_z son coeficientes normalizados de participación de cada uno de los modos planteados en el cual consiste desplazamiento en X, desplazamiento en Y y rotación en Z respectivamente.

Tabla 17: Participación de masas según el modo de vibración de la estructura de Hormigón Armado.

Case	Modo	Periodo sec	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	0.747	0.0453	0.007	0.8113	0.0453	0.007	0.8113
Modal	2	0.596	0.0011	0.8089	0.0061	0.0463	0.8159	0.8174
Modal	3	0.506	0.7975	0.0029	0.0403	0.8439	0.8188	0.8577
Modal	4	0.24	0.0025	0.0015	0.1052	0.8464	0.8203	0.9629
Modal	5	0.17	0.001	0.1208	0.0001	0.8474	0.9412	0.963
Modal	6	0.154	0.1052	0.0005	0.0047	0.9526	0.9417	0.9677
Modal	7	0.142	0.001	0.0013	0.0255	0.9536	0.9431	0.9932
Modal	8	0.102	0.0001	0.0005	0.0055	0.9537	0.9435	0.9987
Modal	9	0.083	0.0005	0.0401	0.0002	0.9542	0.9837	0.999
Modal	10	0.079	0.0315	0.0005	0.0007	0.9857	0.9842	0.9996
Modal	11	0.054	0.0088	0.000006665	0.0001	0.9945	0.9842	0.9997
Modal	12	0.05	0.0004	0.0145	0.0001	0.9949	0.9987	0.9998

Fuente: ETABS 2015

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

A partir del 6 modo de vibración ya cumplimos la solicitud antes mencionada, una vez cumpliendo los requisitos procedemos a el diseño de los elementos estructurales de la edificación.

Positivos: 1452.11 kg-m/m, para cada nervio 726.05 kg-m. \approx 7122.55 N-m
 1 Planta/ Eje A-C/ Combinación 1.2D + 1L (Ajedrez pórticos) - Ex

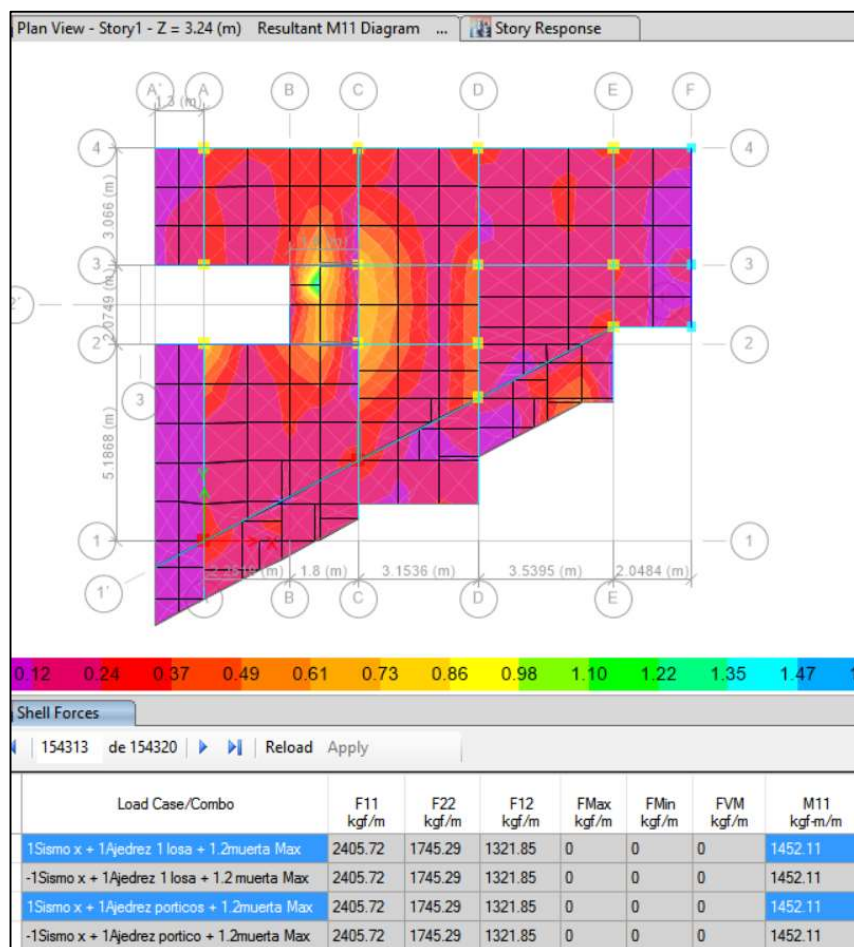


Figura 45: Esfuerzos de momentos positivos eje X en losa, 1 planta alta edificio de Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

Como se muestra en la figura 45 los esfuerzos positivos máximos son los mismos en la cual se involucre acción sísmica ya que el programa determina mediante envolventes.

- Momentos sentidos Y:

Negativos: -1718.9 kg-m/m, para cada nervio -849.45kg-m \approx 8431.20N-m

1 Planta/ Eje C-D/ Combinación 1.2 D – 1 L (Ajedrez losa) + Ey

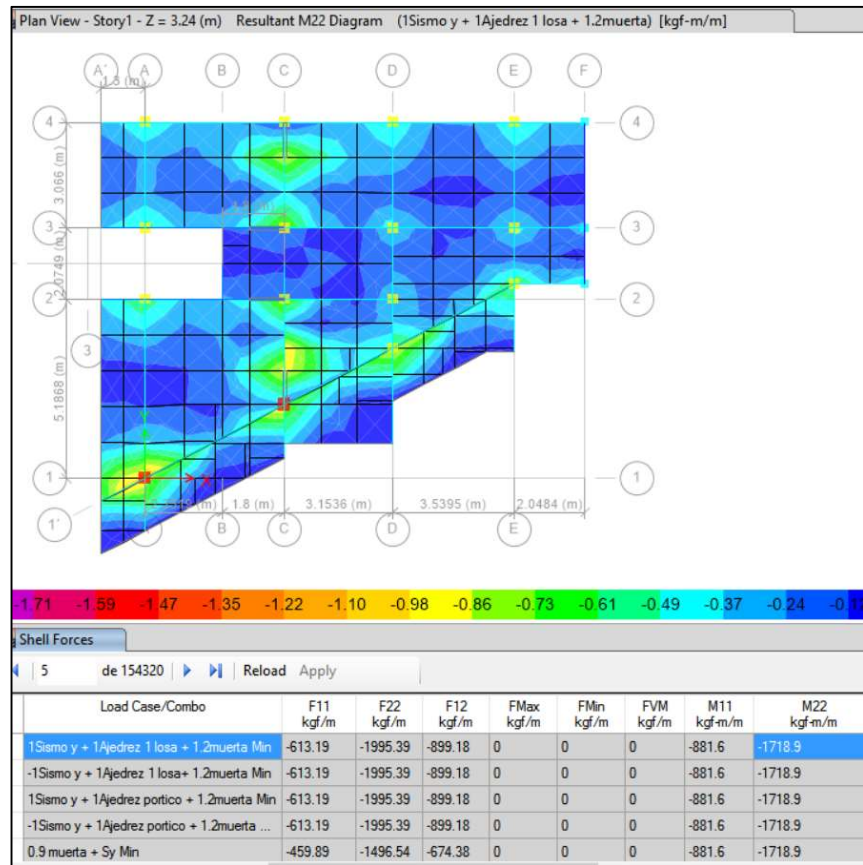


Figura 46: Esfuerzos de momentos negativos eje Y en losa 1 planta alta edificio de Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

Positivos: 1718.9 kg-m/m, para cada nervio 849.45kg-m \approx 8431.20N-m
1 Planta/ Eje C-D/ Combinación 1.2 D – 1 L (Ajedrez losa) + Ey

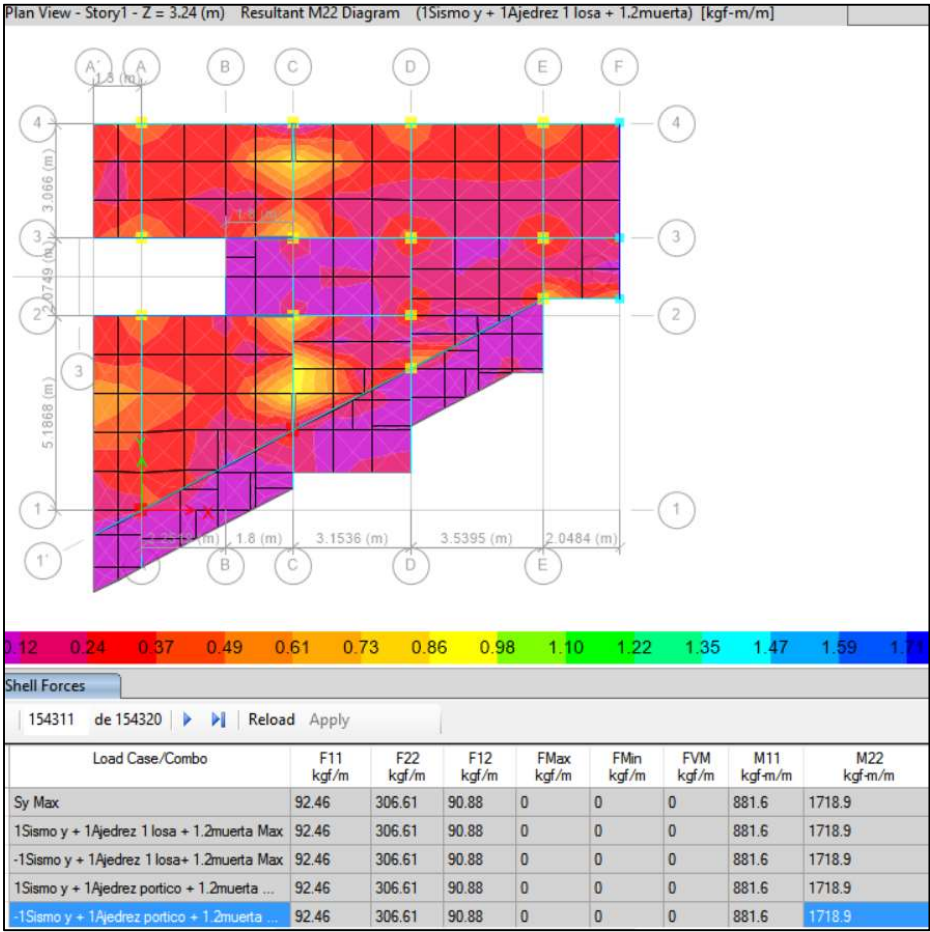


Figura 47: Esfuerzos de momentos positivos eje Y en losa N=+3.24m edificio de Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

Cortante máxima: -5303.18 kg/m entonces, $2651.59 \text{ kgf} \approx 26012.09 \text{ N}$ para cada nervio.

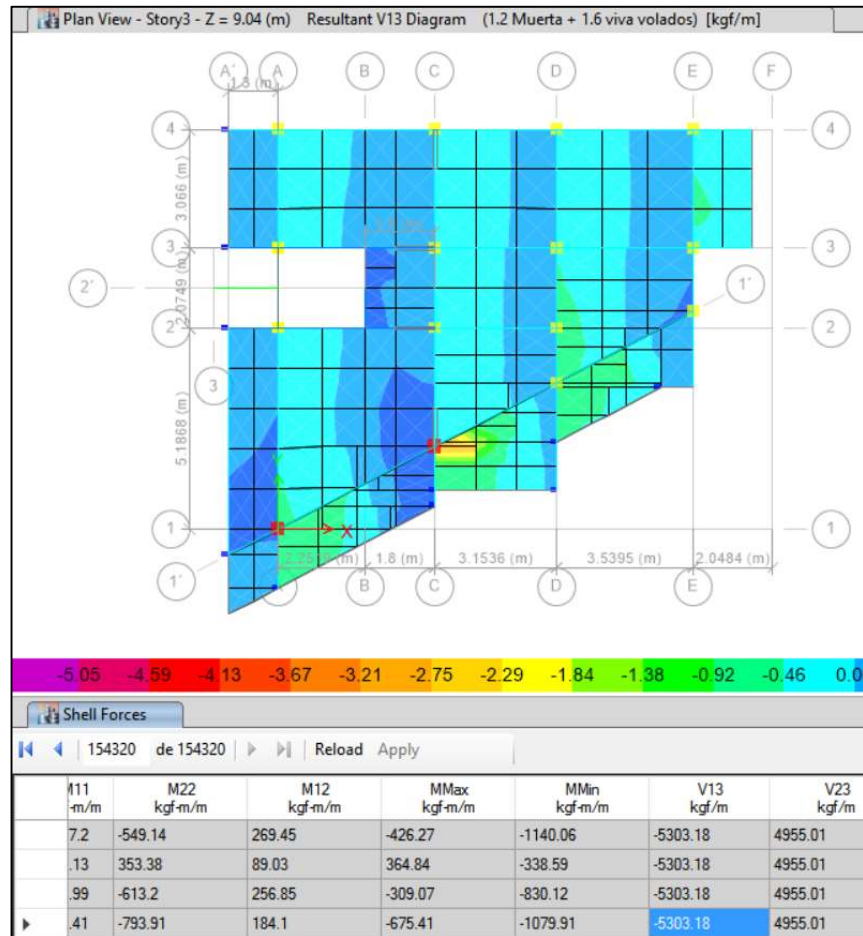


Figura 48: Cortante máxima losas nervadas N=+9.04 m en edificio de Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

Diseño a Flexión:

Para el cálculo de los elementos de hormigón armado a flexión se utilizará lo establecido en la Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la NEC-2015, mediante la siguiente formula:

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}} \right)$$

(SGR, MIDUVI, PNUD, & ECHO, 2016, p. 21)

Dónde:

$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy}$$

M_u	Momento último de diseño (N-m)
$\phi=0.9$	(NEC-SE-HM, 2015, Capítulo 3.3.4)
d	Distancia sin recubrimiento (m)
b	Base de la Viga (m)
fy	límite de fluencia (MPa)
$f'c$	Resistencia del Hormigón a los 28 días. (MPa)

Momentos negativos para voladizos con mayores esfuerzos:

Se procede al cálculo del acero de refuerzo para el momento último de diseño, aplicado a la sección correspondiente a un nervio de la losa en cada dirección:

$M_u = -8431.20$ N-m	Momento último de diseño (N-m)
$\phi=0.9$	(NEC-SE-HM, 2015, Capítulo 3.3.4)
$d=0.175$	Distancia sin recubrimiento (m)
$b=0.10$	Base de la Viga (m)
$fy=420$	límite de fluencia (MPa)
$f'c=21$	Resistencia del Hormigón a los 28 días. (MPa)

$$k = \frac{0.85 * 21 * 10^6 * 0.1 * 0.175}{420 * 10^6} = 0.00074$$

$$As = 0.00074 * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 8431.20}{0.9 * 0.00074 * 0.175 * 420 * 10^6}}) = 1.41 * 10^{-4} m^2$$

$$A_s = 1.41 \text{ cm}^2$$

El cálculo de acero mínimo requerido para elementos a flexión será el mayor de:

$$As_{min} = \frac{1.4}{fy} * b * d \quad (\text{NEC-SE-HM, 2015, Capítulo 4.2.5})$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * b * d \quad (\text{NEC-SE-HM, 2015, Capítulo 4.2.5})$$

Entonces:

$$As_{min} = \frac{1.4}{f_y} * b * d = \frac{1.4}{420 MPa} * 0.10 * 0.175 = 5.83 * 10^{-5} m^2 = 0.583 cm^2$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b * d = \frac{\sqrt{21}}{4 * 420} * 0.10 * 0.17 = 4.77 * 10^{-5} m^2 = 0.47 cm^2$$

El área de acero mínimo es 0.583 cm².

$$1.41 cm^2 > 0.583 cm^2 \text{ **Cumple**}$$

A continuación, se calcula la cuantía máxima admisible para sismo:

La cuantía balanceada es:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \quad (\text{SGR, MIDUVI, PNUD, \& ECHO, 2016, p. 26})$$

Dónde:

$$\beta_1 = 0.85 \quad (\text{ACI-318S, 2014, Capítulo 22.2.2.4.3})$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{21 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} * \frac{0.003}{\frac{420 \text{ MPa}}{200\,000 \text{ MPa}} + 0.003} = 0.021$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b = 0.5 * 0.021 = 0.011$$

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0.011 * 0.1 * 0.175 = 1.93 * 10^{-4} m^2 = 1.93 cm^2$$

$$1.93 cm^2 > 1.41 cm^2 \text{ **Cumple**}$$

A_s = 1.41 cm² se utiliza 1ϕ14mm equivale 1.54 cm² @ nervio para momentos negativos.

Momentos positivos:

$$M_u = 8431.20 \text{ N-m}$$

$$b = 0.1 \text{ m}$$

$$d = 0.175 \text{ m}$$

$$f'_c = 21 \text{ MPa} \approx 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 420 \text{ MPa} \approx 4200 \text{ kg/cm}^2$$

El acero requerido para esta solicitud es de:

$$A_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

Se necesitará 1 ϕ 14mm @ nervio para momentos positivos.

Los esfuerzos anteriormente son para la losa de mayor área con sus respectivos voladizos adyacentes.

Las losas de menor área estarán respectivamente:

1 ϕ 14mm @ nervio para momentos negativos.

1 ϕ 12mm @ nervio para momentos positivos.

Diseño A Corte:

En el caso de losas se verificará si se requiere macizados o el incremento de la sección del nervio.

La resistencia nominal esta expresado por:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{NEC-SE-HM, 2015, Capítulo 5.1.1})$$

Dónde:

V_n Resistencia nominal de corte.

V_c Resistencia Nominal a corte del hormigón.

$$V_c = 0.17x(f'_c)^{0.5} \quad (\text{ACI-318S, 2014, Capítulo 22.5.5.1})$$

V_s Resistencia nominal a corte del acero de refuerzo.

Se debe cumplir el siguiente requerimiento:

$$V_u < \phi V_n \quad (\text{NEC-SE-HM, 2015, Capítulo 5.1.1})$$

Dónde:

V_u Esfuerzo de cortante en la sección.

$$\phi = 0.75 \quad (\text{ACI-318S, 2014, Capítulo 21.2.1})$$

Entonces:

$$V_n = V_c = 0.17 * \sqrt{f'c} = 0.17 * \sqrt{21} = 0.779 \text{ MPa} \approx 7.94 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$V = 26012.09 \text{ N}$$

$$b = 0.1 \text{ m}$$

$$d = 0.175 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{26012.09}{0.75 * 0.1 * 0.17} = 1.98 \text{ MPa}$$

$$1.98 \text{ MPa} > 0.78 \text{ MPa} \text{ **No cumple**}$$

Como no cumple se debe incrementar la sección del nervio en la parte de la unión de losa viga, para lo cual se plantea reducir a un bloque de alivianamiento en lugar de los dos, obteniendo una sección del nervio de 30cm de base.

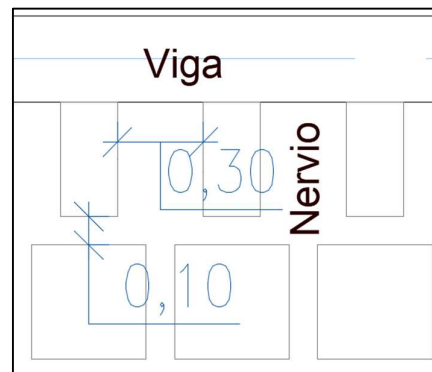


Figura 49: Detalle incremento de sección de nervio de losa.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

$$V = 26012.09 \text{ N}$$

$$b = 0.3 \text{ m}$$

$$d = 0.175 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{26012.09}{0.75 * 0.3 * 0.175} = 0.66 \text{ MPa}$$

$0.66 \text{ MPa} < 0.78 \text{ MPa}$ Cumple

En las losas se realizará el incremento de la sección del nervio adyacente a la viga que confina la misma a 30 cm tal como se muestra en la figura 49.

4.2.2 Losas macizas

Losa maciza descanso.

- Momentos sentidos X:
Negativos: $-1832.67 \text{ kg-m/m} \approx -17978.49 \text{ m/m}$ (1.2D + 1.6 L Ajedrez Losa + Ex)
- Positivos: $1832.67 \text{ kg-m/m} \approx 17978.49 \text{ N-m/m}$ (1.2D + 1.6 L Ajedrez Losa + Ex)
- Momentos sentidos Y:
Negativos: $-922.39 \text{ kg-m/m} \approx -9048.64 \text{ N-m/m}$ (1.2D + 1.6 L Ajedrez Losa + Ex)
Positivos: $922.39 \text{ kg-m/m} \approx 9048.64 \text{ N-m/m}$ (1.2D + 1.6 L Ajedrez Losa + Ex)
- Cortante Máxima: $-2891.83 \text{ kg/m} \approx 28368.85 \text{ N/m}$

Diseño a flexión losa maciza:

$$M_u = 1832.67 \text{ kg-m/m} \approx 17978.49 \text{ N-m/m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$d = 0.12 \text{ m}$$

Se requiere $A_{s \min} = 4.00 \text{ cm}^2/\text{m}$, entonces se colocará $1\phi 12\text{mm} @ 20 \text{ cm}$ que equivale a $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ tanto en el eje X como en el eje Y para momentos positivos y negativos.

Diseño a Corte losa:

$$V = -28368.85 \text{ N/m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$d = 0.12 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{28368.85}{0.75 * 1 * 0.125} = 0.30 \text{ MPa}$$

$0.30 \text{ MPa} < 0.78 \text{ MPa}$ **Cumple**

Losa maciza en voladizo.

- Momentos X:
 Negativos: $-2179.59 \text{ kg-m} \approx 21381.77 \text{ N-m}$ (1.2D + 1.6 L todo)
- Cortante Máxima: $2602.21 \text{ kg} \approx 25527.68 \text{ N}$ (1.2D + 1.6 L todo)

Diseño a flexión losa en voladizo:

$$M_u = -2179.59 \text{ kg-m} \approx 21381.77 \text{ N-m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$d = 0.12 \text{ m}$$

Se requiere $A_s = 4.83 \text{ cm}^2/\text{m}$, entonces se colocará $1\phi 12\text{mm} @ 15 \text{ cm}$ que equivale a $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ en el eje X, para el eje Y se colocará acero mínimo para confinar la malla $1\phi 12\text{mm} @ 20 \text{ cm}$.

Diseño a corte losa $N=+4.69$:

$$V = 25527.68 \text{ N}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$d = 0.12 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{25527.68}{0.75 * 1 * 0.125} = 0.28 \text{ MPa}$$

$$0.28 \text{ MPa} < 0.78 \text{ MPa} \text{ **Cumple**}$$

La sección de la losa cumple los requisitos para cortante.

Losa maciza de gradas.

Momentos Positivos: $589.19 \text{ kg-m} \approx 5779.95 \text{ N-m}$ (1.2D + 1.6 L(Todo))

Cortante Máxima: $879.92 \text{ kg} \approx 8632.01 \text{ N}$ (1.2D + 1.6 L (todo))

Diseño a flexión losa de gradas:

$$M_u = 589.19 \text{ kg-m} \approx 5779.95 \text{ N-m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$d = 0.12 \text{ m}$$

Se requiere $A_s = 1.32 \text{ cm}^2/\text{m}$, pero esto no cumple con lo mínimo $A_{\min} = 4.00 \text{ cm}^2$, entonces se colocará $1\phi 12\text{mm} @ 20 \text{ cm}$ que equivale a $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$ en el eje X, para el eje Y se colocará o para confinar la malla $1\phi 12\text{mm} @ 20 \text{ cm}$.

Diseño a corte losa de gradas:

$$V = 8632.01 \text{ N}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$d = 0.12 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{8632.01}{0.75 * 1 * 0.12} = 0.28 \text{ MPa}$$

$$0.10 \text{ MPa} < 0.78 \text{ MPa} \text{ **Cumple**}$$

La sección de la losa cumple los requisitos para cortante.

4.3 Diseño estructural Vigas.

El cálculo de los elementos vigas se determinarán en función de los mayores esfuerzos obtenidos en el programa ETABS. Se obtendrán los mayores esfuerzos en Vigas para momentos positivos y negativos con respecto al eje horizontal de la sección transversal, Cortante en el eje vertical de la sección transversal, torsión en el eje perpendicular a la sección transversal.

El máximo momento negativo se genera en la viga de luz de 5.18m del eje A entre los ejes 3-6 en el nivel N=+3.24m.

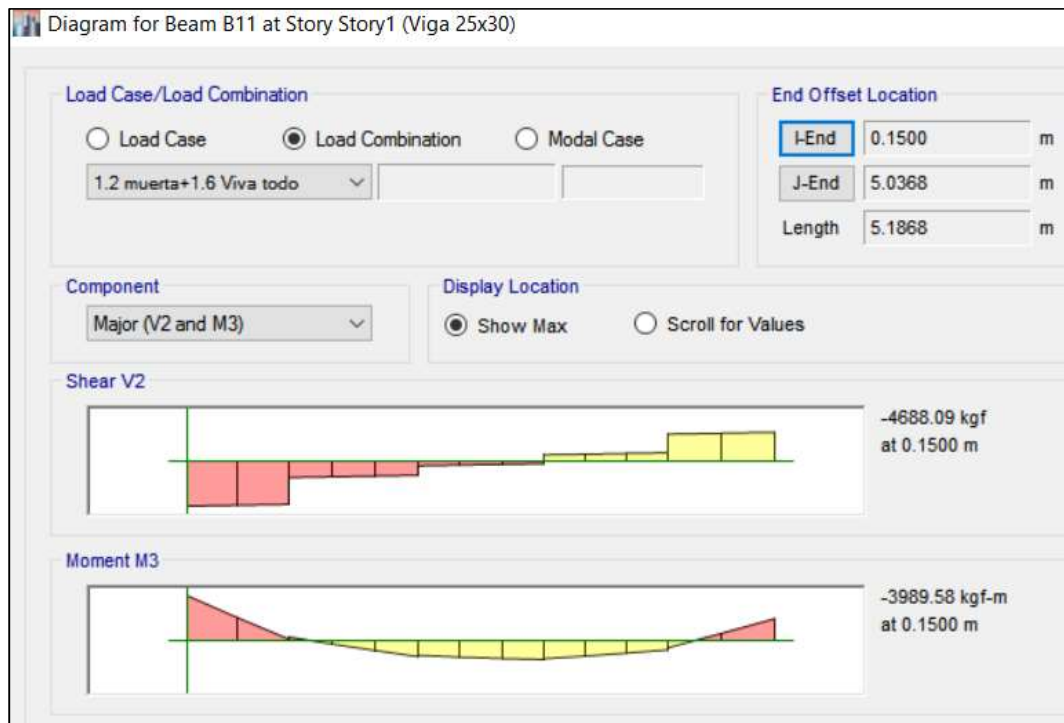


Figura 50: Viga con mayor esfuerzo de momento negativo de la edificación de Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

Entonces se procede a diseñar dicho elemento para Flexión, Cortante y torsión.

Diseño a flexión Viga 25x30cm, $N=+3.24$:

Debido a que las combinaciones de carga que incluyen cargas sísmicas arrojan los mismos valores de esfuerzos esto debido a que se han utilizado para el cálculo de las mismas envolventes, esto evidencia que los mayores valores de las solicitaciones se deben a la acción sísmica, pero se demuestra que los esfuerzos positivos obtenidos con las líneas de influencia sin la presencia de carga sísmica son mayores que cargando en su totalidad la edificación.

Load Case/Combo	Station m	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T kgf-m	M2 kgf-m	M3 kgf-m
1.2 muerta+1.6 Viva todo	3.1121	-18.6	-217.5	-1.25	-19.65	0.86	1659.44
1.2 muerta+1.6 Viva todo	3.1121	-8.95	-189.08	-0.37	-18.98	0.01	1674.86
1.2 muerta+1.6 Viva todo	3.1121	-36.21	-250.74	-2.14	-42.63	1.12	1680.47
1.2 Muerta + 1.6 ajedrez portico A	3.1121	-30.42	-224.37	-1.79	-29.62	0.95	1692.28

Figura 51: Momentos positivos máximos por combinación de línea de influencia edificio de Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

Los esfuerzos por la combinación en la que involucra las líneas de influencia son de 1692.28 kg-m (1.2D + 1.6 L (Línea de influencia)) y los de cargando en su totalidad la estructura es de 1680.47 kg-m (1.2 D + 1.6 L (todo)), con estos valores se demuestra que los mayores esfuerzos, aunque en este caso particular hayan dado por cargar toda la estructura.

- $M_{u \text{ Positivo}} = 1692.28 \text{ kg-m} \approx 16601.26 \text{ N-m}$ con (1.2D + 1.6 L (Ajedrez pórtico A))

$$b = 0.25\text{m}$$

$$d = 0.26\text{m}$$

$$A_{s \text{ req}} = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 6.91 \text{ cm}^2$$

$$1.78 \text{ cm}^2 < 2.17 \text{ cm}^2 < 6.91 \text{ cm}^2 \text{ No Cumple}$$

Como no cumple el acero de refuerzo debe ser:

$$A_{s \text{ req}} = A_{s \text{ min}} = 2.17 \text{ cm}^2 \text{ se pondrá } 3\phi 14\text{mm que equivale a } 4.61 \text{ cm}^2.$$

$$2.17 \text{ cm}^2 < 4.61 \text{ cm}^2 < 6.91 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

- $M_{u \text{ negativo}} = -3989.58 \text{ kg-m} \approx -39137.78 \text{ N-m}$ con (1.2D + 1.6 L (todo)).

$$b = 0.25\text{m}$$

$$d = 0.26\text{m}$$

$$A_{s \text{ req}} = 4.41 \text{ cm}^2 \text{ se pondrá } 4\phi 12\text{mm que equivale a } 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 6.91 \text{ cm}^2$$

$$2.17 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 < 6.91 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Se colocarán $2\phi 12\text{mm}$ en toda su longitud para confinar los estribos y $2\phi 12\text{mm}$ en los apoyos de la viga para completar el acero requerido a una longitud de $L/4$ siendo L la luz libre entre apoyos.

Diseño a Corte Viga 25x30cm, $N = +3.24$:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{f_y * d}$$

(SGR, MIDUVI, PNUD, & ECHO, 2016, p. 32)

Dónde:

$$V_u = 5257.18 \text{ kg} \approx 51572.93 \text{ N con } (1.2D + 1.6 L \text{ (todo)}).$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.75$$

$$v_u = \frac{5257.18}{0.75 * 25 * 26} = 10.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$10.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 7.68 \text{ kg/cm}^2 \text{ **No cumple**}$$

Como no cumple se necesita refuerzo

Se plantea la siguiente disposición:

$$\phi \text{ Estribo} = 10 \text{ mm, entonces } A_v = 1.57 \text{ cm}^2 = 0.00016 \text{ m}^2$$

s espaciamiento de estribo.

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$d = 0.26 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{\frac{V_u - \phi V_c}{\phi}} = \frac{1.57 * 4200 * 26}{\frac{5257.18 - 0.75 * 7.68 * 25 * 26}{0.75}} = 84.97 \text{ cm}$$

Para estribos de diámetro 10 mm y la cortante se necesita una separación de 84.97 cm. Se verifica la separación máxima y mínima.

El (ACI-318S, 2014, Capítulo 18.4.2.4) indica que:

- El primer estribo no debe estar a más de 50mm de la cara del miembro de apoyo.
- El espaciamiento de los estribos no debe ser mayor que el menor de:

$$s = \frac{d}{4} = \frac{26}{4} = 6.5 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$$

$$s = 8 * \phi \text{ Longitudinal} = 8 * 1.4 \text{ cm} = 11.2 \text{ cm}$$

$$s = 24 * \phi \text{ Estribo} = 24 * 1.0 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

El (ACI-318S, 2014, Capítulo 18.4.2.5) indica que:

- El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder $d/2$ en toda la longitud de la viga.
- $s = \frac{d}{2} = \frac{26}{2} = 13\text{cm}$

Se utiliza $s=7\text{cm}$ para los $L/3$ longitud de la viga y para la demás 13cm.

El acero requerido para esa disposición:

$$A_v = s * \frac{Vu - \phi V_c}{\phi} * \frac{1}{f_y * d} = 0.12 \text{ cm}^2$$

Se calcula el cumplimiento de acero mínimo debe ser el mayor de:

- $A_{v\text{minimo}} = 0.0625 * \sqrt{f'_c} * \frac{b*s}{f_y} = 0.0625 * \sqrt{21} * \frac{21*13}{420} = 0.19 \text{ cm}^2$
- $A_{v\text{minimo}} = \frac{0.35*b*s}{f_y} = \frac{0.35*21*13}{420} = 0.23 \text{ cm}^2$

Como el acero requerido para la separación máxima de 7 cm es de 0.12cm^2 esta sección de área transversal es demasiado pequeña para las varillas existentes en el mercado y por seguridad se incrementará la sección y se colocará $1\phi 10\text{mm} @ 7\text{cm}$ en el $1/3$ de la viga y $1\phi 10\text{mm} @ 13\text{cm}$ en el centro del elemento.

- $\frac{A_v}{s} = \frac{1.57\text{cm}^2}{13} = 0.12 > 0.017$ **Cumple**

Diseño a Torsión Viga 25x30cm, $N=+3.24$:

Para el cumplimiento de torsión se desprecia si se tiene la siguiente condición:

$$T_u < \phi T_{th}$$

$T_u = 312.06 \text{ kg-m} \approx 3061.30 \text{ N-m}$ (1.2D + 1.6 L (Volados)).

T_{th} = Es el umbral de torsión y viene dado por:

$$T_{th} = 0.27 * \sqrt{f'_c} * \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (\text{ACI-318S, 2014, p. 544})$$

Dónde:

A_{cp} = Área encerrada por el perímetro de la sección transversal.

$A_{cp} = b \times h = 750\text{cm}^2$

A_o = Área total encerrada por la trayectoria del flujo de cortante torsional.

$$A_o = 0.85 \times A_{oh} = 0.85 \times (b - 2r + h - 2r) = 317.9 \text{ cm}^2$$

P_{cp} = perímetro de la sección transversal de la viga.

p_h = perímetro de la sección total encerrada el estribo.

h = altura de la viga.

b = base de la viga.

r = recubrimiento.

$$\phi T_{th} = 0.75 \times 200 \text{ kg} - m = 150 \text{ kg} - m$$

$$312.06 > 150 \text{ **No cumple**}$$

Se diseña para torsión con los esfuerzos combinados de cortante y torsión.

Entonces la sección debe coincidir esta condición (ACI-318S, 2014, p. 545):

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2\sqrt{f'_c}\right)$$

$$14.87 < 31.16 \text{ **Cumple**}$$

La sección es suficientemente grande para soportar la torsión.

El acero de torsión viene dado por:

$$A_t = \frac{T_n \cdot s}{2 \cdot A_o \cdot f_y \cdot \cot(\theta)} \quad (\text{ACI-318S, 2014, Capítulo 22.7.6.1})$$

$$T_n = T_u / 0.75 = 41608 \text{ Kg-cm}$$

$s = 7.5 \text{ cm}$ separación de estribos a cortante.

$$A_t = 0.12 \text{ cm}^2$$

El área total de acero para torsión y cortante es:

$$A_{total} = 2 \cdot A_t + A_v = 0.24 + 0.13 = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$1.57 \text{ cm}^2 > 0.37 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

En el siguiente elemento se generan los efectos de cortante y torsión máximos, dicho elemento son las vigas de 30x35 el cual son soporte de la losa en voladizo.

Diseño a Corte y Torsión Viga 30x35, N=+4.69

$V_u = -9215 \text{ kg}$ con $(1.2D + 1.6 L (\text{Ajedrez losa}) + Ex)$

$$v_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.75$$

Corte:

$$v_u = \frac{9215}{0.75 * 30 * 31} = 13.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$13.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > \frac{7.68 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \text{ No Cumple}$$

Como no cumple se necesita refuerzo a corte.

Se plantea la siguiente disposición:

$$\phi \text{ Estribo} = 10 \text{ mm, entonces } A_v = 1.57 \text{ cm}^2 = 0.00016 \text{ m}^2$$

s = espaciamiento de estribo.

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$d = 0.31 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{\frac{V_u - \phi V_c}{\phi}} = \frac{1.57 * 4200 * 30}{\frac{13.21 - 0.75 * 7.68 * 30 * 31}{0.75}} = 21.76 \text{ cm}$$

Para estribos de diámetro 10 mm y la cortante se necesita una separación de 21.76 cm. Se verifica la separación máxima y mínima.

El (ACI-318S, 2014, Capítulo 18.4.2.4) indica que:

- El primer estribo no debe estar a más de 50mm de la cara del miembro de apoyo.
- El espaciamiento de los estribos no debe ser mayor que el menor de:

$$s = \frac{d}{4} = \frac{31}{4} = 7.75 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

$$s = 8 * \phi \text{ Longitudinal} = 8 * 1.4 \text{ cm} = 11.2 \text{ cm}$$

$$s = 24 * \phi \text{ Estribo} = 24 * 1.0 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

El (ACI-318S, 2014, Capítulo 18.4.2.5) indica que:

- El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder $d/2$ en toda la longitud de la viga.
- $s = \frac{d}{2} = \frac{31}{2} = 15.5 \text{ cm}$

Se utiliza $s=8\text{cm}$ para los $L/3$ longitud de la viga y para la demás 15cm.

El acero requerido para esa disposición:

$$A_v = s * \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} * \frac{1}{f_y * d} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Se calcula el cumplimiento de acero mínimo según (ACI-318S, 2014, Tabla 9.6.3.3) debe ser el mayor de:

- $A_{Vminimo} = 0.0625 * \sqrt{f'_c} * \frac{b*s}{f_y} = 0.0625 * \sqrt{21} * \frac{31*15}{420} = 0.32 \text{ cm}^2$
- $A_{Vminimo} = \frac{0.35*b*s}{f_y} = \frac{0.35*31*15}{420} = 0.39 \text{ cm}^2$

Como el acero que se requiere para la separación máxima de 8 cm es de 0.31 cm^2 esta sección de área transversal es demasiado pequeña para las varillas existentes en el mercado y por seguridad se incrementará la sección y se colocará $1\phi 10\text{mm}$ que nos da por los dos ramales del estribo $A_v=1.57 \text{ cm}^2 @ 8\text{cm}$ en toda la longitud.

- $A_v = \frac{1.57}{15} = 0.10 > 0.021$ **Cumple**

Torsión:

$T = -1137.3 \text{ kg-m}$ con $(1.2D + 1.6 L \text{ (volados)})$.

$$T_{th} = 0.27 * \sqrt{f'_c} * \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 331.83 \text{ kg-m}$$

$$0.75 \times 331.83 \text{ kg-m} < 1137.3 \text{ kg-m} \text{ **No cumple**}$$

Se diseñará el refuerzo para torsión:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2\sqrt{f'_c}\right)$$

$$22.80 < 31.16 \text{ *Cumple*}$$

Dónde:

p_h = perímetro de sección encerrada por estribo.

A_{oh} = Área de sección encerrada por el estribo.

La sección es suficientemente grande para soportar la torsión.

$T_n = 151640 \text{ kgf/cm}$ Torsión nominal

$$A_t = \frac{T_n * s}{2 * A_o * f_y * \cot(\theta)} = 0.27 \text{ cm}^2$$

A_t = Área requerida para torsión.

$$\text{Área total requerida} = 2x A_t + A_v = 2x 0.27 \text{ cm}^2 + 0.31 \text{ cm}^2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Una vez determinada la sección requerida de acero para cortante y torsión se colocará 1 E 10mm @ 8cm en toda la longitud de la viga.

1E 10mm con área respectiva $1.57 \text{ cm}^2 > 0.85 \text{ cm}^2$.

Diseño a Flexión Viga 30x35, $N=+4.69$:

$M_u = -3408.8 \text{ kg-m} = 33440.32 \text{ N-m}$ con (1.2D + 1 L (ajedrez losa) + Ey).

$b = 0.30 \text{ m}$

$d = 0.31 \text{ m}$

$A_{s_{req}} = 3.02 \text{ cm}^2$

$A_{s_{min}} = 3.10 \text{ cm}^2$

$A_{s_{max}} = 9.88 \text{ cm}^2$

$$3.01 \text{ cm}^2 < 3.10 \text{ cm}^2 < 9.88 \text{ cm}^2 \text{ *No Cumple*}$$

Entonces, $A_{s_{req}} = A_{s_{min}} = 3.10 \text{ cm}^2$ se colocará tanto para positivos y negativos $3\phi 12 \text{ mm}$ que equivale a 3.39 cm^2 .

Se revisará los elementos los cuales sirven de soporte para los muros de corte los cuales se producen los mayores esfuerzos de flexión positiva.

Viga de sección 30x30cm sentido X, eje 2 entre A-C*Diseño a flexión:*

$$M_u = 3536.54 \text{ kg-m} \approx 34693.45 \text{ N-m con (1.2 D + 1 L (Ajedrez Losa) + Ex)}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 26 \text{ cm}$$

$$A_{sreq} = 3.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$2.60 \text{ cm}^2 < 3.82 \text{ cm}^2 < 8.29 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Entonces, se colocará armadura inferior de 3 ϕ 14mm que equivale a 4.62 cm².

$$M_u = -3536.54 \text{ kg-m} \approx -34693.45 \text{ N-m con (1.2 D + 1 L (Ajedrez Losa) + Ex)}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 26 \text{ cm}$$

$$A_{sreq} = 3.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$2.60 \text{ cm}^2 < 3.82 \text{ cm}^2 < 8.29 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Entonces, se colocará armadura superior de 3 ϕ 14mm que equivale a 4.62 cm².

Diseño a Corte:

$$V_u = 4125.34 \text{ kg con (1.2D + 1.6 L (todo) - Ex)}.$$

$$V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.75$$

$$v_u = \frac{4125.34}{0.75 * 30 * 26} = 7.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$7.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 7.68 \text{ kg/cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Como cumple no se necesita refuerzo a cortante el hormigón soportaría entonces se colocará área mínima de cortante.

$$\bullet A_{Vminimo} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y} = 0.0625 * \sqrt{21} * \frac{30 * 8}{420} = 0.16 \text{ cm}^2$$

Como el área mínima es muy pequeña por seguridad se pondrá 1 ϕ 10mm@8cm en toda la longitud en la cual este asentado el muro de corte y a partir de la misma 1 ϕ 10mm@15cm.

Viga de sección 25x30cm sentido Y, eje C entre 2-1' para momentos máximos positivos.

Diseño a flexión:

$M_u = 3175.71 \text{ kg-m}$ con (1.2 D + 1 L (Ajedrez pórtico A) + Ey)

$b = 25 \text{ cm}$

$d = 26 \text{ cm}$

$A_{sreq} = 3.45 \text{ cm}^2$

$A_{smin} = 2.17 \text{ cm}^2$

$A_{smax} = 6.91 \text{ cm}^2$

$$2.17 \text{ cm}^2 < 3.45 \text{ cm}^2 < 6.91 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Entonces, se colocará armadura inferior de $3\phi 14\text{mm}$ que equivale a 4.62 cm^2 .

Diseño a Corte:

$V_u = 3797.37 \text{ kg}$ con (1.2D + 1.6 L (todo) - Ex).

$$V_c = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$\phi = 0.75$

$$v_u = \frac{3797.37}{0.75 * 25 * 26} = 7.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$7.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 7.68 \text{ kg/cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Como cumple no se necesita refuerzo a cortante el hormigón soportaría entonces se colocará área mínima de cortante.

$$\bullet A_{Vminimo} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y} = 0.0625 * \sqrt{21} * \frac{30 * 8}{420} = 0.16 \text{ cm}^2$$

Como el área mínima es muy pequeña por seguridad se pondrá $1\phi 10\text{mm}@ 8\text{cm}$ en toda la longitud en la cual este asentado el muro de corte y a partir de la misma $1\phi 10\text{mm}@ 15\text{cm}$.

Para las vigas de amarre ubicadas en el nivel de piso tendrán una dimensión de $25 \times 25 \text{ cm}$ y estarán conformadas por $3\phi 12\text{mm}$ superior e inferior en toda su longitud con estribos $1\phi 10\text{mm} @ 15\text{cm}$ y estarán asentadas en una sección de $30 \times 40 \text{ cm}$ de hormigón ciclópeo.

A continuación, se procede a revisar las deflexiones admisibles para las vigas de mayor longitud entre sus apoyos según lo estipulado en (ACI-318S, 2014, Tabla 24.2.2), para la determinación de deflexiones el ASCE/SEI, 2010, Capítulo 2.4.1 indica que se puede determinar con la combinación D + L, para dicha revisión se utilizará un incremento en la carga muerta en un 20% con el fin de incluir cargas no registradas en el modelamiento y para cumplir con mayor control de las mismas.

La viga de longitud 5.87m tendrá como deflexión admisible:

$$l/360 = 5.87/360 = 0.016\text{m} = 1.6 \text{ cm}$$

La deflexión en la viga según la combinación de carga 1.2 D + 1 L es $\delta = 0.01\text{m}$.

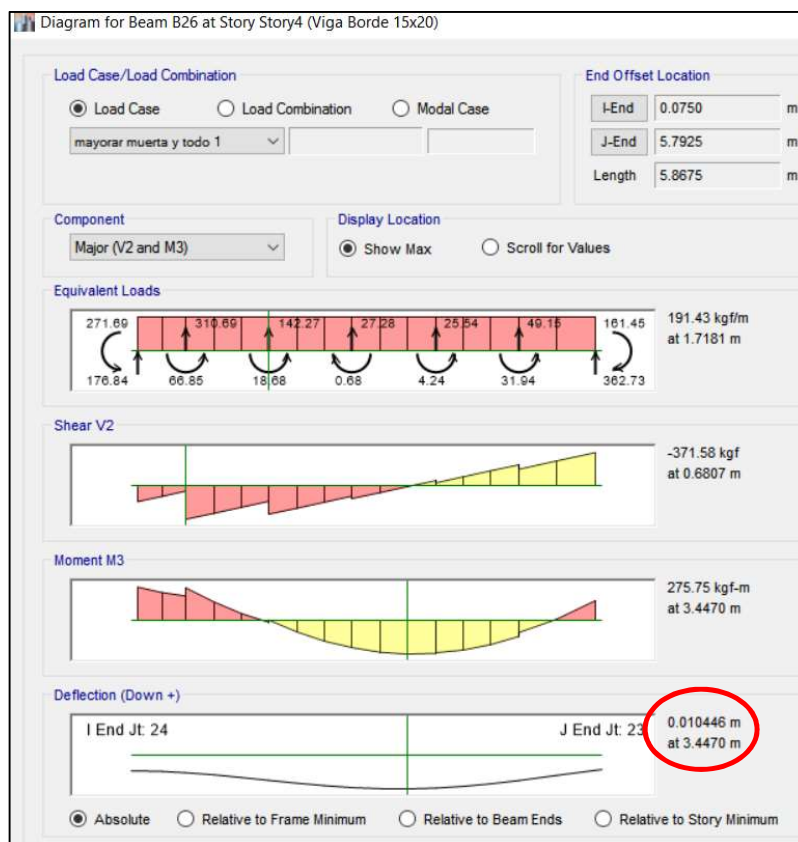


Figura 52: Deflexión en viga en edificación de Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

Entonces:

$$0.01 < 0.016 \text{ *Cumple*}$$

4.4 Diseño de Columnas.

Para el diseño de columnas se generarán mediante los diagramas de interacción del ACI para columnas cuadradas con varillas longitudinales en cada una de sus caras.

Se realizará el análisis para columnas con sección de 30x30cm según el predimensionamiento un mínimo de la sección según lo estipulado de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Primeramente, se revisa la esbeltez de los elementos se puede despreciar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla:

$$\frac{k*lu}{r} < 22 \quad (\text{ACI-318S, 2014, Capítulo 6.2.5})$$

Dónde:

$k= 0.5$ coeficiente empotrado en los 2 lados.

$lu= 3.24$ longitud libre.

$r= 0.3 h$ Radio de giro de la sección transversal.

$$\frac{0.5 * 3.24}{9} < 22$$

$$18 < 22 \text{ *Cumple*}$$

Como cumple dicha solicitud se desprecia la esbeltez del elemento.

Para el diseño de columnas se utilizará los gráficos de interacción propuestos por Marcelo Romo en su libro Temas de Hormigón Armado (Romo, 2008), para esta solicitud se seleccionará la forma del armado de las varillas longitudinales y como son columnas cuadradas se optará por 3 varillas en cada una de las caras como se muestra en la siguiente figura.

Columnas 30x30cm:

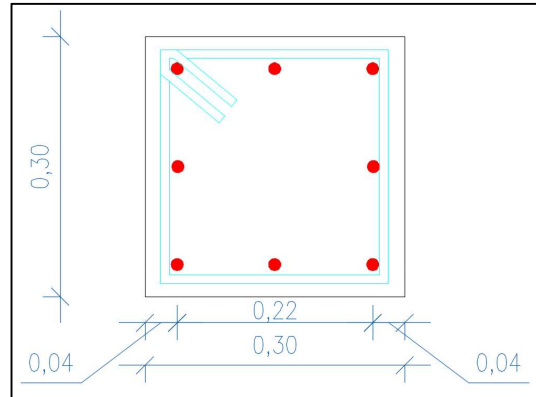


Figura 53: Sección transversal de columna de 30x30cm de Hormigón Armado.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

A continuación, se propone tentativamente el diámetro de la varilla y se utilizará un recubrimiento de 4cm según lo estipulado en (ACI-318S, 2014, Tabla 20.6.1.3.1) y se procede a obtener el gráfico según la condición:

$$g = \frac{\text{lado columna} - \text{recubrimiento} - \phi \text{ Varilla}}{\text{lado columna}}$$

$$g = \frac{30 - 8 - (1.2)}{30} = 0.69 \approx 0.70$$

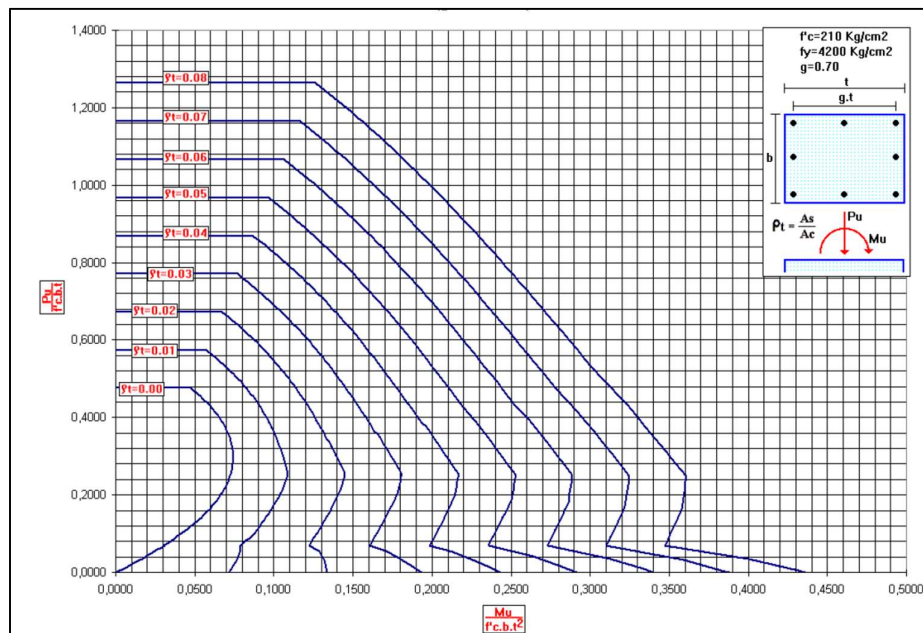


Figura 54: Diagrama de interacción para columnas con 3 varillas longitudinal en cada cara en Hormigón Armado.

Fuente: (Romo, 2008, fig. #122)

Los máximos esfuerzos generados en la columna son con la combinación sísmica siendo 1.2 D + L (Carga Ajedrez Losa) + Ey, dando los siguientes resultados:

$$M_{ux} = -3216.61 \text{ kg-m}$$

$$M_{uy} = -22.72 \text{ kg-m}$$

$$P_u = 12831.72 \text{ kg}$$

Load Case/Combo	Station m	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T kgf-m	M2 kgf-m	M3 kgf-m
1Sismo y +1Ajedrez 1 losa + 1.2muerta Min	0	-12831.72	-14.65	-2196.31	-34.67	-3216.61	-22.72
-1Sismo y +1Ajedrez 1 losa + 1.2muerta Min	0	-12831.72	-14.65	-2196.31	-34.67	-3216.61	-22.72
1Sismo y +1Ajedrez portico + 1.2muerta Min	0	-12831.72	-14.65	-2196.31	-34.67	-3216.61	-22.72
-1Sismo y +1Ajedrez portico + 1.2muerta Min	0	-12831.72	-14.65	-2196.31	-34.67	-3216.61	-22.72
0.9 muerta + Sy Min	0	-9623.79	-14.65	-2196.31	-34.67	-3216.61	-18.2
0.9 muerta + -Sy Min	0	-9623.79	-14.65	-2196.31	-34.67	-3216.61	-18.2

Figura 55: Esfuerzos máximos columnas de 30x30cm de Hormigón Armado.

Fuente: ETABS 2015

$$x = \frac{M_u}{f'_c * b * h^2} \quad (\text{Romo, 2008, Capítulo 13.8})$$

$$y = \frac{P_u}{f'_c * b * h} \quad (\text{Romo, 2008, Capítulo 13.8})$$

Entonces:

$$x = \frac{M_u}{f'_c * b * h^2} = \frac{321661 \text{ kg-cm}}{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30\text{cm} * 30^2\text{cm}^2} = 0.056$$

$$y = \frac{P_u}{f'_c * b * h} = \frac{12831.72 \text{ kg}}{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30\text{cm} * 30\text{cm}} = 0.07$$

$$\rho_t = 0.008$$

Entonces:

$$A_s = \rho_t * b * h = 0.008 * 30 * 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Como él valor no cumplen el requerimiento de acero mínimo según el ACI:

$$A_s = 0.01 b * h \quad (\text{ACI-318S, 2014, Capítulo 10.6.1.1})$$

Se colocará el mínimo de acero:

$$A_s = 0.01 \times 30 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$$

Se colocará 8 ϕ 12mm que equivale a 9.04 cm².

Según (ACI-318M, 2008, 7.6.3.) las barras longitudinales no deben tener una separación menor del mayor de:

$$S_l = 11 \text{ cm}$$

$$s_1 = 1.5 d_b = 1.5 \times 1.2 \text{ cm} = 1.8 \text{ cm}$$

$$s_2 = 4 \text{ cm}$$

$$s_3 = 1.33 d_{aq} = 1.33 \times 1.91 \text{ cm} = 2.53 \text{ cm}$$

Dónde:

d_b : diámetro de la barra más gruesa.

d_{aq} : tamaño nominal máximo del agregado grueso (grava).

S_l : separación entre barras en columna.

Diseño a Corte Columna 30x30cm.

Según (ACI-318S, 2014, 10.6.2.1) se colocara el $A_{v \min}$ en todas las regiones Dónde $V_u > 0.5 \phi V_c$.

$$V_u = 4647.42 \text{ kg} (1.2D + 1.6 L (\text{Ajedrez losa}) + Ex).$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.75$$

Corte:

$$V_u = \frac{4647.42}{0.75 \times 30 \times 26} = 7.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$7.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 3.84 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ **Cumple**}$$

Como cumple se colocará el refuerzo mínimo para cortante que será el mayor de:

$$A_{v \min} > 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{bw s}{f_{yt}} \quad (\text{ACI-318S, 2014, p. 540})$$

$$A_{v \min} > 3.5 \frac{bw s}{f_{yt}} \quad (\text{ACI-318S, 2014, p. 540})$$

Según (ACI-318S, 2014, 10.7.6.1.4), el área del refuerzo transversal como mínimo debe ser diámetro de 10mm, se ocupará este diámetro como mínimo para el cálculo del espaciamiento.

La separación máxima admisible viene por (ACI-318M, 2008, 21.3.5.2):

$$S_{o1} = 8 d_b = 8 \times 1.2 \text{ cm} = 9.6 \text{ cm}$$

$$S_{o2} = 25 d_{bt} = 24 \times 1.0 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

$$S_{o3} = b \text{ min}/2 = 15 \text{ cm}$$

$$S_{o4} = 30 \text{ cm}$$

Dónde:

d_b : diámetro de la barra comprimida más gruesa.

d_{bt} : diámetro barra transversal

La separación a ocuparse será $s = 10 \text{ cm}$.

$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$1.57 \text{ cm}^2 > 0.2 \sqrt{210} \frac{30 \times 10}{4200} = 0.21 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

$$1.57 > 3.5 \frac{30 \times 10}{4200} = 0.25 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Entonces, en las columnas de 30x30cm se colocará los estribos para cortante a $L/3$ 1 ϕ 10mm@10cm y para la parte del medio en Dónde las cortantes son nulas se colocará 1 ϕ 10mm@15cm para el confinamiento de los aceros longitudinales.

Diseño a Torsión Columna 30x30cm.

Para el cumplimiento de torsión se desprecia si se tiene la siguiente condición:

$$T_u < \phi T_{th}$$

$$T_u = 211.12 \text{ kg-m} \approx 2071.09 \text{ N-m (1.2D + 1 L (Ajedrez Losa) + Ex)}.$$

T_{th} = Es el umbral de torsión y viene dado por:

$$T_{th} = 0.27 * \sqrt{f'c} * \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (\text{ACI-318S, 2014, p. 544})$$

Dónde:

A_{cp} = Área encerrada por el perímetro de la sección transversal.

$$A_{cp} = b \times h$$

A_o = Área total encerrada por la trayectoria del flujo de cortante torsional.

$$A_o = 0.85 \times A_{oh} = 0.85 \times (b - 2r + h - 2r)$$

P_{cp} = perímetro de la sección transversal de la viga.

p_h = perímetro de la sección total encerrada el estribo.

h = altura de la viga.

b = base de la viga.

r = recubrimiento.

$$\phi T_{th} = 0.75 \times 354 \text{ kg} - m$$

$$250 < 265 \text{ Cumple}$$

Como cumple la relación se desprecia el diseño a torsión de las columnas.

Columnas 35x35cm:

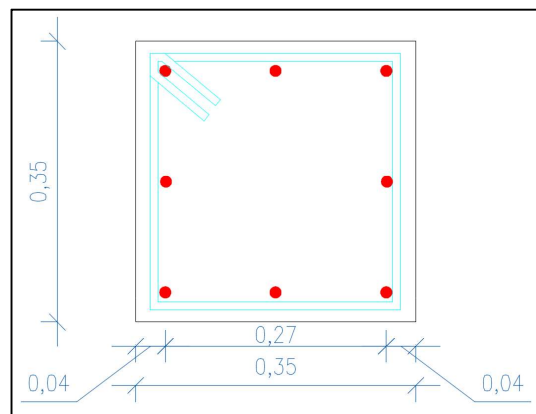


Figura 56: Sección transversal de columna 35x35cm de Hormigón Armado.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

A continuación, se propone tentativamente el diámetro de la varilla y se utilizará un recubrimiento de 4cm según lo estipulado en (ACI-318S, 2014, Tabla 20.6.1.3.1) y se procede a obtener el gráfico según la condición del factor de tamaño del núcleo de hormigón:

$$g = \frac{\text{lado columna} - \text{recubrimiento} - \phi \text{ Varilla}}{\text{lado columna}}$$

$$g = \frac{35 - 8 - (1.4)}{35} = 0.73 \approx 0.70$$

Se utiliza la figura 56 del documento.

Los máximos esfuerzos generados en la columna son con la combinación sísmica siendo 1.2 D + L (Ajedrez Losa) + Ey, dando los siguientes resultados:

$$M_{ux} = -2321.62 \text{ kg-m}$$

$$M_{uy} = -534.89 \text{ kg-m}$$

$$P_u = 57540.4 \text{ kg}$$

$$x = \frac{Mu}{f'_c * b * h^2} \quad (\text{Romo, 2008, Capítulo 13.8})$$

$$y = \frac{Pu}{f'_c * b * h} \quad (\text{Romo, 2008, Capítulo 13.8})$$

Entonces:

$$x = \frac{Mu}{f'_c * b * h^2} = \frac{232162 \text{ kg} - \text{cm}}{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35\text{cm} * 35^2\text{cm}} = 0.03$$

$$y = \frac{Pu}{f'_c * b * h} = \frac{57540.4 \text{ kg}}{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35\text{cm} * 35\text{cm}} = 0.22$$

$$\rho_t = 0.0005$$

Entonces:

$$A_s = \rho_t * b * h = 0.0005 * 35 * 35 = 0.61 \text{ cm}^2$$

Como él valor no cumplen el requerimiento de acero mínimo según el ACI:

$$A_s = 0.01 b \times h \quad (\text{ACI-318S, 2014, Capítulo 10.6.1.1})$$

Se colocará el mínimo de acero:

$$A_s = 0.01 \times 35 \times 35 = 12.25 \text{ cm}^2$$

Se colocará 8 ϕ 14mm que equivale a 12.31 cm².

Según (ACI-318M, 2008, 7.6.3.) las barras longitudinales no deben tener una separación menor del mayor de:

$$S_l = 11\text{cm}$$

$$s_1 = 1.5 d_b = 1.5 \times 1.4\text{cm} = 2.1 \text{ cm}$$

$$s_2 = 4 \text{ cm}$$

$$s_3 = 1.33 d_{aq} = 1.33 \times 1.91\text{cm} = 2.53 \text{ cm}$$

Dónde:

d_b : diámetro de la barra más gruesa.

d_{aq} : tamaño nominal máximo del agregado grueso (grava).

S_l : separación entre barras en columna.

Diseño a Corte Columna 35x35cm.

Según (ACI-318S, 2014, 10.6.2.1) se colocara el $A_{v \min}$ en todas las regiones Dónde $V_u < 0.5 \phi V_c$.

$$V_u = 1632.16 \text{ kg} (1.2D + 1.6 L (\text{Todo})).$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$0.5xV_c = 0.5 \times 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.75$$

Corte:

$$V_u = \frac{1632.16}{0.75 * 35 * 31} = 2.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 3.84 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ **Cumple**}$$

Como cumple se colocará el refuerzo mínimo para cortante que será el mayor de:

$$A_{v \min} > 0.2 \sqrt{f'c} \frac{bw s}{f_{yt}} \quad (\text{ACI-318S, 2014, p. 540})$$

$$A_{v \min} > 3.5 \frac{bw s}{f_{yt}} \quad (\text{ACI-318S, 2014, p. 540})$$

Según (ACI-318S, 2014, 10.7.6.1.4), el área del refuerzo transversal como mínimo debe ser diámetro de 10mm, se ocupará este diámetro como mínimo para el cálculo del espaciamiento.

La separación máxima admisible (ACI-318M, 2008, 21.3.5.2) no debe exceder el menor de:

$$S_{o1} = 8 d_b = 8 \times 1.4 \text{ cm} = 11.2 \text{ cm}$$

$$S_{o2} = 25 d_{bt} = 24 \times 1.0 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

$$S_{o3} = b \min / 2 = 17.5 \text{ cm}$$

$$S_{o4} = 30 \text{ cm}$$

Dónde:

d_b : diámetro de la barra comprimida más gruesa.

d_{bt} : diámetro barra transversal

La separación a ocuparse será $s = 10\text{cm}$.

$$A_v = 1.57\text{cm}^2$$

$$1.57\text{cm}^2 > 0.2 \sqrt{210} \frac{35 \times 1}{4200} = 0.24\text{cm}^2 \quad \textbf{Cumple}$$

$$1.57 > 3.5 \frac{35 \times 10}{4200} = 0.29\text{cm}^2 \quad \textbf{Cumple}$$

Entonces, en las columnas de 35x35cm se colocará los estribos para cortante a $L/3$ 1 ϕ 10mm@10cm y para la parte del medio en Dónde las cortantes son nulas se colocará 1 ϕ 10mm@15cm para el confinamiento de los aceros longitudinales.

Diseño a Torsión Columna 35x35cm.

Para el cumplimiento de torsión se desprecia si se tiene la siguiente condición:

$$T_u < \phi T_{th}$$

$$T_u = 131.05\text{ kg-m} \approx 2071.09\text{ N-m} (1.2D + 1 L (\text{Ajedrez Losa}) + Ex).$$

T_{th} = Es el umbral de torsión y viene dado por:

$$T_{th} = 0.27 * \sqrt{f'c} * \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (\text{ACI-318S, 2014, p. 544})$$

Dónde:

A_{cp} = Área encerrada por el perímetro de la sección transversal.

$$A_{cp} = b \times h$$

A_o = Área total encerrada por la trayectoria del flujo de cortante torsional.

$$A_o = 0.85 \times A_{oh} = 0.85 \times (b - 2r + h - 2r)$$

P_{cp} = perímetro de la sección transversal de la viga.

p_h = perímetro de la sección total encerrada el estribo.

h = altura de la viga.

b = base de la viga.

r = recubrimiento.

$$T_{th} = 0.75 \times 480\text{ kg-m} = 360\text{ kg-m}$$

$$131 < 360 \quad \textbf{Cumple}$$

Como cumple la relación se desprecia el diseño a torsión de las columnas.

4.5 Diseño de Zapatas Aisladas.

Se realizará el diseño para la zapata aislada más cargada axialmente y con los momentos mayores respectivamente en los dos ejes.

Las combinaciones de carga que brindan los mayores esfuerzos en las zapatas Dónde se encuentran las columnas de 35x35cm son:

Tabla 18: Esfuerzos máximos por combinaciones para el diseño de zapatas en columnas de 35x35cm en edificio de Hormigón Armado.

Combinación	P _u (kg)	M _{ux} (kg-m)	M _{uy} (kg-m)
D + L (Todo)	58471.17	360.87	95.79
1.2 D + 1.6 L(Todo)	74966.25	559.98	75.86
1.2 D + 1 L (Ajedrez pórtico) – E y	48784.56	4234.30	508.72
1.2 D + 1 L (Ajedrez pórtico) – E x	42634.96	281.33	3558.93

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Fuente: ETABS 2015

En la tabla 18 se tienen los mayores esfuerzos de carga axial, momentos en el sentido X y momentos en el sentido Y el cual se va a revisar cada una de estas para el cumplimiento de las zapatas.

Para el cálculo del área transversal se ocupó la carga nominal:

El cálculo del área viene dado por:

$$A = P_u / q_a = 58471.17 / 3.00 = 24988.75 \text{ cm}^2$$

Se ocupará:

$$b = 1.45 \text{ m}$$

$$L = 1.45 \text{ m}$$

Dónde:

P: Carga actuante.

q_a : 3 kg/cm² tensión admisible del suelo. Ver Capítulo 3.6.

Área nueva= 21025 cm²

Las excentricidades se obtienen por:

$$e_x = M_y / P = 9679 \text{ kg-cm} / 58471.17 \text{ kg} = 0.10 \text{ cm}$$

$$e_y = M_x / P = 36087 \text{ kg-cm} / 58471.17 \text{ kg} = 0.62 \text{ cm}$$

Deben cumplir el criterio de excentricidad:

$$e_x < b/6 \text{ entonces } 0.16 \text{ cm} < 145/6 \text{ **Cumple**}$$

$$e_y < L/6 \text{ entonces } 0.62 \text{ cm} < 145/6 \text{ **Cumple**}$$

Como los valores cumplen, representan esfuerzos a compresión con una distribución en forma trapezoidal.

Se calcula el esfuerzo máximo del suelo:

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L} \right] \quad (\text{Romo, 2008, p. 326})$$

$$q_{\max} = 2.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ **Cumple**}$$

La tensión ocurrida en las cuatro esquinas de las zapatas se verifica con:

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

(Romo, 2008, pag. 328)

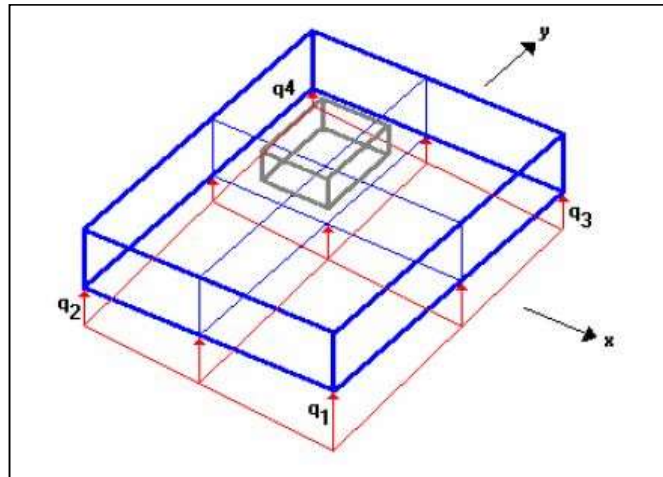


Figura 57: Tensiones en zapatas Edificio de Hormigón Armado.

Fuente: (Romo, 2008, pag. 328)

$$q_1 = 2.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 2.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_3 = 2.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_4 = 2.69 \text{ kg/cm}^2$$

Todos estos valores son aceptables y cumplen la disposición.

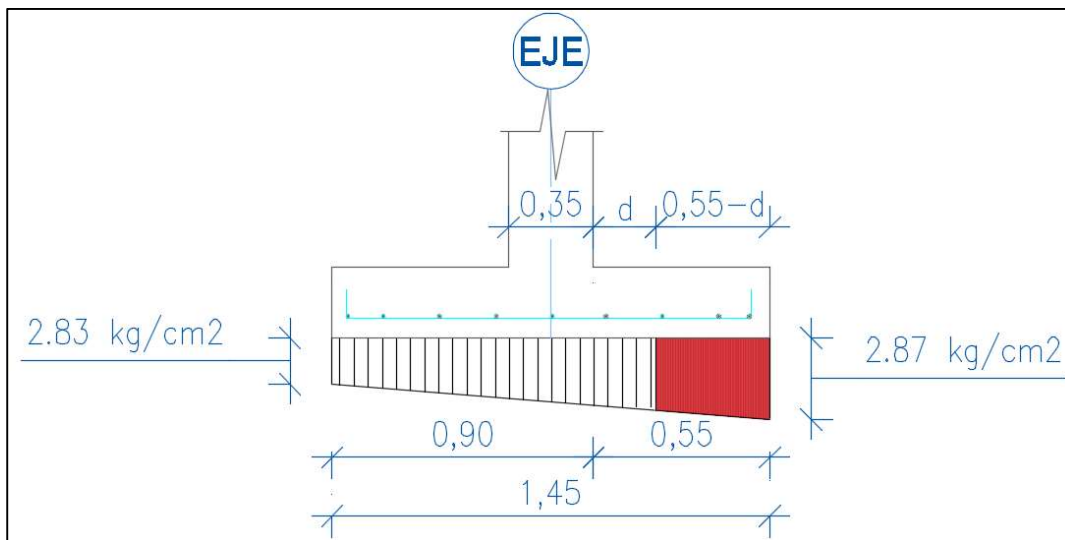


Figura 58: Esfuerzos actuantes de zapata aislada edificio de Hormigón Armado.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Para el diseño a corte se utilizó los mayores esfuerzos axiales de carga ultima por las combinaciones mayoradas.

Las excentricidades se obtienen por:

$$e_x = M_y/P = 7586 \text{ kg-cm} / 74966.25 \text{ kg} = 0.10 \text{ cm}$$

$$e_y = M_x /P = 55998 \text{ kg-cm} / 74966.25 \text{ kg} = 0.74 \text{ cm}$$

$$q_{1,2} = \frac{P}{A} \left[1 \pm \frac{6e_y}{B} \right]$$

Para el cálculo de las tensiones se revisó para la mayor excentricidad unidireccional:

$$q_1 = 3.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 3.45 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño a corte de zapata:

Para el cálculo de la altura requerida de la zapata:

Con semejanza de triángulos se obtiene el valor de los esfuerzos en el punto de aplicación d, que es Dónde se producen la mayor cortante en la zapata.

$$\frac{3.67 - 3.45}{145} = \frac{h_1}{90 + d}$$

$$h_1 = 0.14 + 1.52^{10^{-3}} d$$

$$q_d = 0.14 + 1.52^{10^{-3}} d + 3.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_d = 3.59 \text{ kg/cm}^2 + 1.52^{10^{-3}} d$$

Se calcula el esfuerzo resultante del trapecio de la sección crítica mostrada en la figura 45 de este documento.

$$V_u = \left(\frac{3.59 + 0.0015 d + 3.67}{2} \right) \times (90 - d) \times 145$$

Entonces, debe cumplir con la condición para que resista a corte:

$$V_c > V_u / \phi A_u$$

Dónde:

$V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$. Resistencia del hormigón

V_u : Cortante actuante.

ϕ : Coeficiente de corte, 0.75

A_u : Área crítica para corte.

$$7.68 = \frac{\left(\frac{3.59 + 0.0015 d + 3.67}{2} \right) \times (90 - d) \times 145}{0.75 \times 145 \times d}$$

Despejando d de la ecuación obtenemos:

$d = 34.92 \text{ cm}$

Se ocupará un $d = 33 \text{ cm}$ para con los 7 cm de recubrimiento por estar en contacto con el suelo la altura total de zapata sea 40 cm .

Por una parte, por los coeficientes de ampliaciones de cargas y factores de seguridad se puede asumir dicho valor como aceptable.

Diseño acero de refuerzo de zapata aislada:

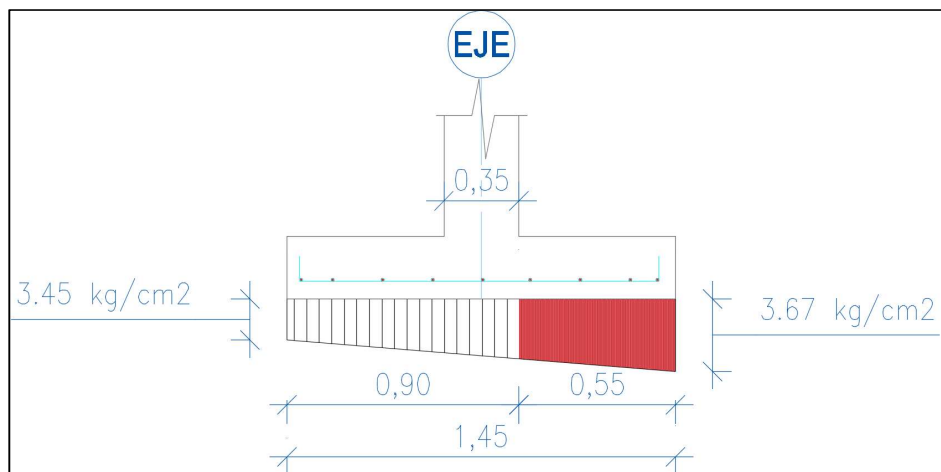


Figura 59: Esfuerzos para cálculo de acero en zapatas edificio de Hormigón Armado.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Se calcula el esfuerzo que se genera debajo de la cara de la columna:

$$\frac{q_c}{90 \text{ cm}} = \frac{3.67 - 3.45 \text{ kg/cm}^2}{145 \text{ cm}}$$

$$q_c = 0.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_t = \frac{3.45 \text{ kg}}{\text{cm}^2} + 0.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3.59 \text{ kg/cm}^2$$

El momento provocado por el área de trapecio de la figura 59 es:

$$M_u = \frac{3.59 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (55\text{cm})^2}{2} + \left(\frac{0.14 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * (90\text{cm})^2 * 0.5 * \frac{2}{3} \right) = 5807.88 \text{ kg} - \text{m}$$

El acero requerido se calcula:

$$A_s = 0.85 * \frac{f'_c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$A_s = 4.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo requerido según (ACI-318S, 2014, 8.6.1.1):

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 100\text{cm} * 40\text{cm} = 7.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como el A_s requerido es menor que el mínimo, entonces el $A_s = A_{s \text{ min}} = 7.20 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se ocupará para los dos ejes:

$$1\phi 14\text{mm} @ 15\text{cm} = 10.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Las zapatas en las cuales se asienta las columnas 30x30cm por cálculo se utilizará:

$$B = L = 135\text{cm}$$

$$h = 40$$

$$d = 33$$

$$1\phi 12\text{mm} @ 15\text{cm} = 7.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Las zapatas en las cuales se asienta las columnas 25x25cm por cálculo se utilizará:

$$B = L = 125\text{cm}$$

$$h = 30$$

$$d = 23$$

$$1\phi 12\text{mm} @ 15\text{cm} = 7.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.6 Diseño de muros de corte.

Los muros de corte fueron planteados con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales y cumplir con las derivas máximas admisibles presentadas en el código.

El muro de corte tendrá una sección de 20cm x 100cm.

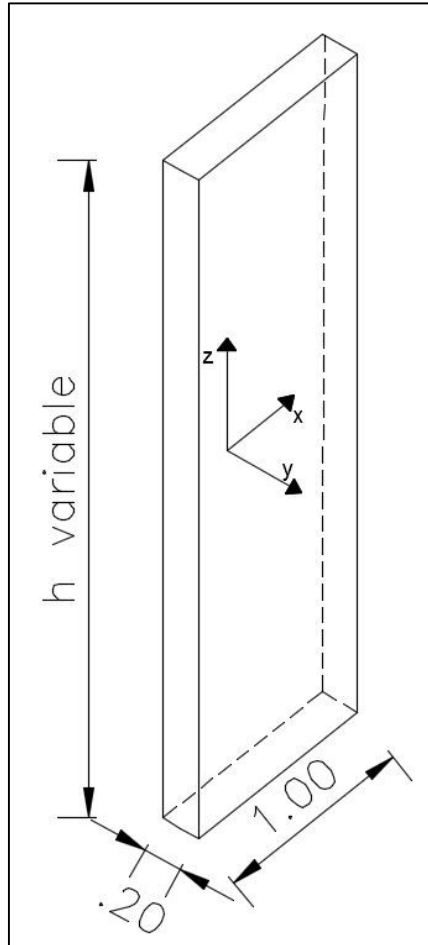


Figura 60: Sección tipo muro de corte edificación de Hormigón Armado.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Los esfuerzos actuantes son:

$$V_x = 17665.39 \text{ kgf}$$

$$V_y = 1734.36$$

$$M_x = 2855.96 \text{ kgf-m}$$

$$M_y = 37827.43 \text{ kgf-m}$$

$$N = 45904.95 \text{ kgf}$$

Entonces:

$$V_u = \phi 2.65 \sqrt{f'_c} h d \quad (\text{ACI-318S, 2014, 11.5.4.3})$$

$$d = 0.8 l_w \quad (\text{ACI-318S, 2014, 11.5.4.2})$$

Dónde:

V_u Resistencia nominal a corte.

$l_w = 1.0m$ Largo de muro de corte.

$h = 0.2m$ Espesor de muro de corte.

$$d = 0.8 l_w = 0.80 m$$

$$V_u = 0.75 \times 2.65 \times \sqrt{210} \times 20 \times 80 = 46082.57 \text{ kgf}$$

$$46082.57 \text{ kgf} > 17665.39 \text{ kgf} \quad \textbf{Cumple}$$

La sección es lo suficiente para aguantar los esfuerzos de cortante.

Se calcula la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto según (ACI-318S, 2014, Tabla 11.5.4.6) el cual se escogerá el menor de:

$$V_c = 0.88\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$$

$$V_c = 0.88 * 1.00 * \sqrt{210} * 80 * 20 + \frac{45904.95 * 80}{4 * 100} = 29584.85 \text{ kgf}$$

$$V_c = \left[0.16\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.33\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] hd$$

Para el cálculo de M_u se ocupará menor valor de $l_w/2 = 100/2 = 50$ o $h_w/2 = 324/2 = 162$

$$M_u = 17665.38 \times (324 - 50) = 4840316.86 \text{ kgf-cm}$$

$$V_c = \left[0.16 * 1.00 * \sqrt{210} + \frac{100 * (0.33 * 1.00 * \sqrt{210} + \frac{0.2 * 45904.95}{100 * 20})}{\frac{4840316.86}{17665.39} - \frac{100}{2}} \right] * 20 * 80$$

$$= 39914.83 \text{ kgf}$$

Dónde:

N_u Normal actuante en el muro.

V_u Cortante nominal actuante en el muro.

M_u Momento nominal actuante en el muro.

$\lambda = 1.0$ Según lo expuesto en (ACI-318S, 2014, Tabla 19.2.4.2)

Se revisa si es necesario refuerzo por cortante:

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75 * 1.00 * 29584.85}{2} = 11094.32$$

Como:

$$11094.32 < 17665.39 \text{ *No Cumple*}$$

El valor no cumple, se requiere refuerzo a cortante.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} = \frac{17665.39 - 0.75 * 29584.85}{0.75 * 4200 * 80} = 0.018$$

Con varillas de diámetro de 10mm se tiene un área de $A_v = 2 \times 0.785 \text{ cm}^2 = 1.57 \text{ cm}^2$

Para estas varillas y los esfuerzos anteriormente detallados se necesitará de una separación $s = 87 \text{ cm}$ lo cual es mayor a lo máximo admisible.

Se debe ocupar el menor de:

$$l_w/5 = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$3h = 3 \times 20 = 60 \text{ cm}$$

$$45 \text{ cm}$$

Según (ACI-318S, 2014, Tabla 11.6.1) nos dice que los refuerzos mínimo deben ser:

Refuerzo longitudinal mínimo $\rho_\ell = 0.0012$

Refuerzo horizontal mínimo $\rho_t = 0.0020$

Entonces se ocupará 1 ϕ 10mm en el sentido horizontal separadas cada 20cm.

A continuación, se revisará el refuerzo vertical por cortante que según (ACI-318S, 2014, 11.6.2):

$$\rho_t = \frac{1.57}{20 * 20} = 0.003925$$

$$\text{mín. } \rho_\ell = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_\ell = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{20}{100} \right) (0.003925 - 0.0025) = 0.00413$$

Se propone ocupar varilla $\phi 12\text{mm}$. $A_v = 2.26 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{A_v}{h_w * \rho_\ell} = 27 \text{ cm}$$

Debe cumplir con la separación máxima admisible:

$$l_w/3 = 100/3 = 33.33\text{cm}$$

$$3h = 20 \times 3 = 60\text{cm}$$

Según lo especificado se ocupará 1 $\phi 12\text{mm}@20\text{cm}$.

Se revisará el refuerzo para flexión:

$$M_u = 37827.43 \text{ kgf-m}$$

$$b = 20\text{cm}$$

$$d = 80\text{cm}$$

$$A_{s \text{ req}} = 13.94 \text{ cm}^2$$

Se necesita 7 $\phi 14\text{mm}$ para soportar los esfuerzos de flexión.

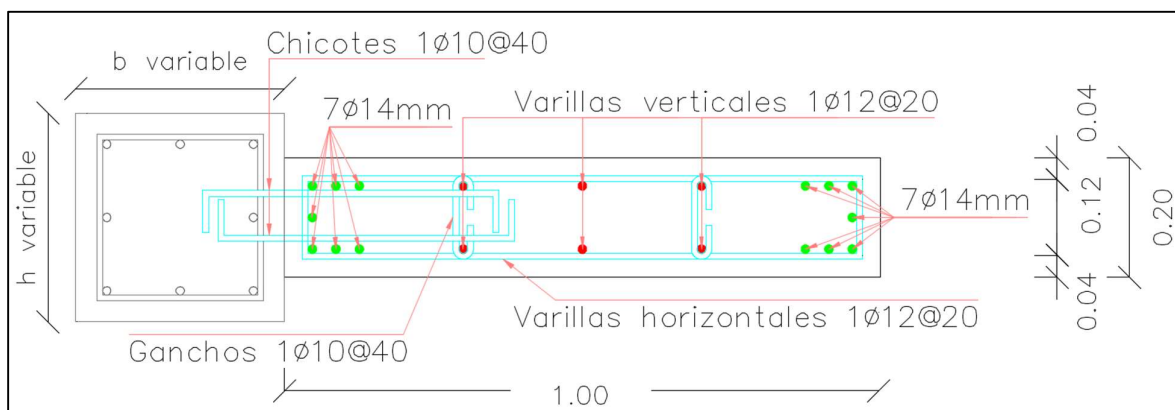


Figura 61: Armadura en sección transversal de muro de corte en edificación de Hormigón Armado.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017)

4.7 Diseño de unión viga – columna.

El diseño de las uniones está basado según lo especificado en ACI 352 RS-02, 2010 “Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga- Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado”. Para este capítulo se utilizará los resultados anteriormente obtenidos como son, la cuantía de acero positivas - negativas de las vigas y columnas de 30x30cm ubicado en el eje C-2, se realizará el análisis para un nudo interno es decir con vigas en las cuatro caras de la columna.

Primeramente, se revisará el control de deterioro de adherencia lo cual debe cumplir:

$$h_c \geq 20\phi_v$$

$$h_v \geq 20\phi_c$$

Dónde:

$h_c = 30\text{cm}$ Altura de columna

$h_v = 30\text{cm}$ Altura de viga

$\phi_v = 12\text{mm}$ Diámetro de varilla superior de la viga.

$\phi_c = 14\text{mm}$ Diámetro de varilla en columna.

Entonces:

$$h_c \geq 20\phi_v = 300 \geq 240 \text{ **Cumple**}$$

$$h_v \geq 20\phi_c = 300 \geq 280 \text{ **Cumple**}$$

La sección de la viga de mayor dimensión que llega al nudo es de 30x30cm, la resistencia al cortante horizontal se calcula:

$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left(d - \frac{A_{s1} \alpha F_y}{1.7 f'_c b_v} \right)$$

$$M_2 = A_{s2} \alpha F_y \left(d - \frac{A_{s2} \alpha F_y}{1.7 f'_c b_v} \right)$$

Dónde:

$A_{s1} = 6.79 \text{ cm}^2$ Acero de refuerzo negativo en viga.

$A_{s2} = 4.62 \text{ cm}^2$ Acero de refuerzo positivo en viga.

$\alpha = 1.25$ (ACI 352 RS-02, 2010, pag 9.)

$b_v = 30\text{cm}$ Base de la viga.

M_{1-2} Capacidad a flexión positiva y negativa de las vigas.

V_{col} Cortante para nudos interiores.

$H=3.07m$	Distancia entre puntos de inflexión de las columnas.
$T_1 = A_{s1} \alpha F_y$	Fuerza transmitida por la adherencia del acero superior.
$C_2 = A_{s2} \alpha F_y$	Fuerza transmitida por la adherencia del acero inferior.

Entonces:

$$M_1 = 6.79 \times 1.25 \times 4200 \left(26 - \frac{6.79 \times 1.25 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 30} \right) = 8081.85 \text{ kg} - m$$

$$M_2 = 4.62 \times 1.25 \times 4200 \left(26 - \frac{4.62 \times 1.25 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 30} \right) = 5757.99 \text{ kg} - m$$

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H} = \frac{8081.85 + 5757.88}{3.07} = 4508.05 \text{ kg}$$

$$T_1 = A_{s1} \alpha F_y = 6.79 \times 1.25 \times 4200 = 35647.5 \text{ kg}$$

$$C_2 = A_{s2} \alpha F_y = 4.62 \times 1.25 \times 4200 = 24255 \text{ kg}$$

La cortante aplicada al nudo viene dada por:

$$V = T_1 + C_2 - V_{col}$$

$$V = 35647.5 + 24255 - 4508.05 = 55394.45 \text{ kg}$$

La cortante resistido por el nudo viene dado por:

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A$$

Dónde:

$A=900\text{cm}^2$ Área transversal de la columna.

$\gamma=5.3$ Para nudos internos.

$$V_n = 5.3 \times \sqrt{210} \times 900 = 69123.87 \text{ kg}$$

Entonces:

$$\phi V_n > V$$

$$0.85 \times 69123.87 \text{ kg} > 55394.45 \text{ kg}$$

$$58755.29 \text{ kg} > 55394.45 \text{ kg} \text{ **Cumple**}$$

El refuerzo de confinamiento se calcula:

$$s_h = \min\left(\frac{h}{4}; \frac{b}{4}; 10cm\right)$$

$$s_h = \min\left(\frac{30}{4}; \frac{30}{4}; 10cm\right)$$

$$s_h = 10cm$$

El área máxima del acero es:

$$A_{sh} = \max \left[0.3 \frac{s_h h' f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \right]$$

Dónde:

$s_h=10cm$ Separación de estribos.

$h' = 25cm$ Altura menos recubrimientos.

$A_g = 900cm^2$ Área transversal de la columna.

$A_{ch} = h'^2 = 625cm^2$

$$A_{sh} = 1.65cm^2 @ 10cm$$

Los estribos en la columna deberán ser colocados a no más de 5cm de la cara de las vigas, por otra parte, según la disposición de los estribos se colocó $2\phi 10mm$ que equivale a su área transversal respectiva de $3.14cm^2$.

CAPÍTULO V

5. CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

A continuación, se realizará el diseño de los elementos portantes que tienen los mayores esfuerzos en la edificación según los resultados obtenidos del programa de cálculo **ETABS 2015**.

5.1 Requisitos Sísmicos

El peso total (W) de la edificación de acero estructural es: 249583.27 kg

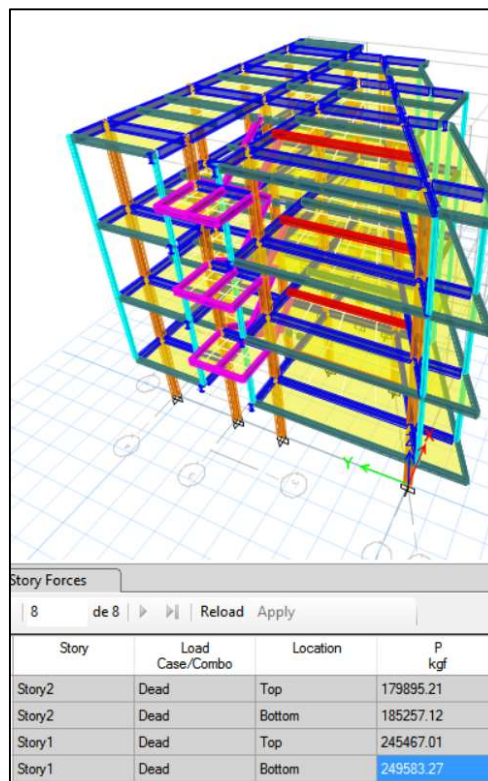


Figura 62: Peso muerto edificación Acero Estructural.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{BE} = 0.121 \times W^*$$

$$V_{BE} = 0.121 \times 249583.27 \text{ kg} = 30199.6 \text{ kg}$$

A continuación, se procede a obtener la cortante basal estática obtenida del programa y proceder a corregir si es el caso

* Según la página 47 del presente estudio.

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story1	Sx Estatico	Top	0	-15638.14	0
Story1	Sx Estatico	Bottom	0	-15638.14	0
Story1	Sy Estatico	Top	0	0	-15638.14
Story1	Sy Estatico	Bottom	0	0	-15638.14

Figura 63: Cortante Basal Estática en Acero Estructural del programa.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{BE \text{ programa}} = 15638.14 \text{ kg}$$

Como los valores obtenidos son distintos se procede a la respectiva corrección.

$$C1 = 30199.6 / 15638.14 = 1.93$$

Con estos valores se procede a ingresar en el programa de cálculo y obtener el nuevo cortante basal estático.

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story1	Sx Estatico	Top	0	-30199.61	0
Story1	Sx Estatico	Bottom	0	-30199.61	0
Story1	Sy Estatico	Top	0	0	-30199.61
Story1	Sy Estatico	Bottom	0	0	-30199.61

Figura 64: Cortante Basal estática en Acero Estructural corregida del programa.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{B \text{ estático modificado}} = 30199.61 \text{ kg entonces es aceptable.}$$

A continuación, se procede a calcular la cortante basal dinámica máxima, debe cumplir el siguiente requerimiento para estructuras irregulares.

$$V_{B \text{ estática}} 0.85 < V_{B \text{ dinámica}} \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.2.2, literal b.})$$

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story1	Sy Max	Top	0	4454.24	10429.36
Story1	Sy Max	Bottom	0	4454.24	10429.36
Story1	Sx Max	Top	0	9634.32	4454.24
Story1	Sx Max	Bottom	0	9634.32	4454.24

Figura 65: Cortante Basal Dinámica en Acero Estructural.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{xB \text{ dinámico}} = 9634.32 \text{ kg}$$

$$V_{yB \text{ dinámico}} = 10429.36 \text{ kgf}$$

Tabla 19: Condición de cortante basal para acero estructural.

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal		Factor modificación
Sismo X	$V_{xB \text{ dinámico}} > 0.85 V_{B \text{ estático}}$	$9634.32 > 25669.67$	2.66
Sismo Y	$V_{yB \text{ dinámico}} > 0.85 V_{B \text{ estático}}$	$10429.36 > 25669.67$	2.46

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.2.2, literal b.)

Se procede a la modificación en el programa.

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story2	Sx Max	Bottom	0	22249.24	10613.18
Story1	Sy Max	Top	0	10963.18	25669.68
Story1	Sy Max	Bottom	0	10963.18	25669.68
Story1	Sx Max	Top	0	25669.66	11867.87
Story1	Sx Max	Bottom	0	25669.66	11867.87

Figura 66: Cortante Basal Dinámica modificada en Acero Estructural.

Fuente: ETABS 2015

$$V_{xB \text{ dinámico}} = 25669.66 \approx 25669.67 = 0.85 V_{B \text{ estático}}$$

$$V_{yB \text{ dinámico}} = 25669.68 \approx 25669.67 = 0.85 V_{B \text{ estático}}$$

Cumpliendo los requisitos sísmicos procedemos a la verificación de las derivas de piso máximas admisibles.

Deriva máxima en el sentido X:

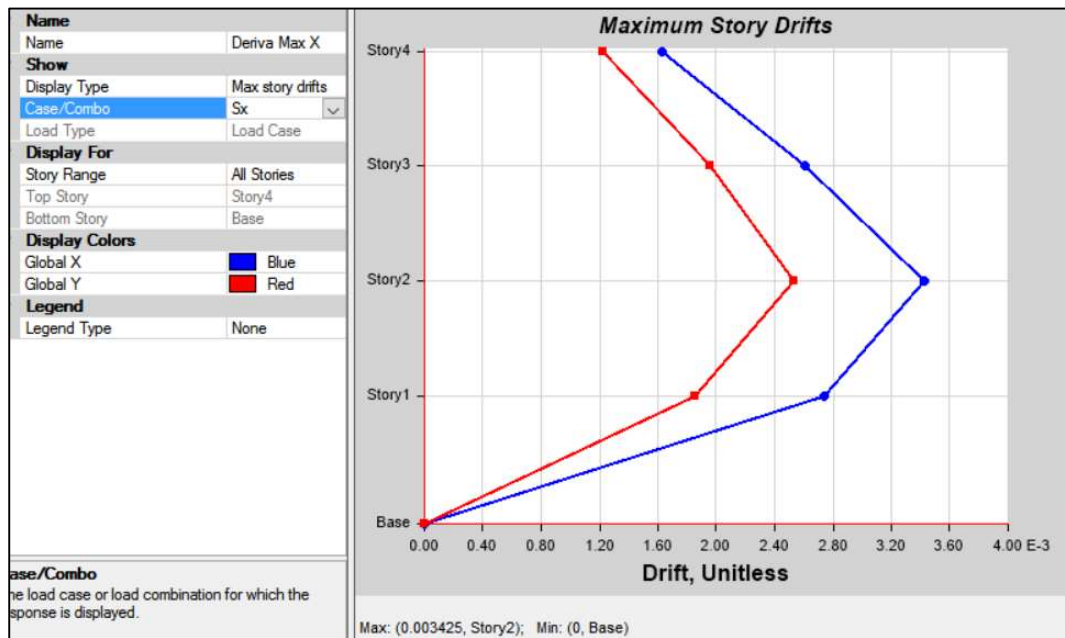


Figura 67: Deriva máxima por Sismo X, en Acero Estructural.

Fuente: ETABS 2015

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.9})$$

$$\Delta_M = 0.75 \times 8 \times 0.0034 = 0.020$$

$$\Delta_M < \Delta_{M \text{ maxima}}$$

$$0.02 < 0.02 \quad \textbf{Cumple}$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica.

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales.

R Factor de reducción de resistencia.

$\Delta_{M \text{ maxima}}$ Deriva máxima admisible.

Deriva máxima en el sentido Y:

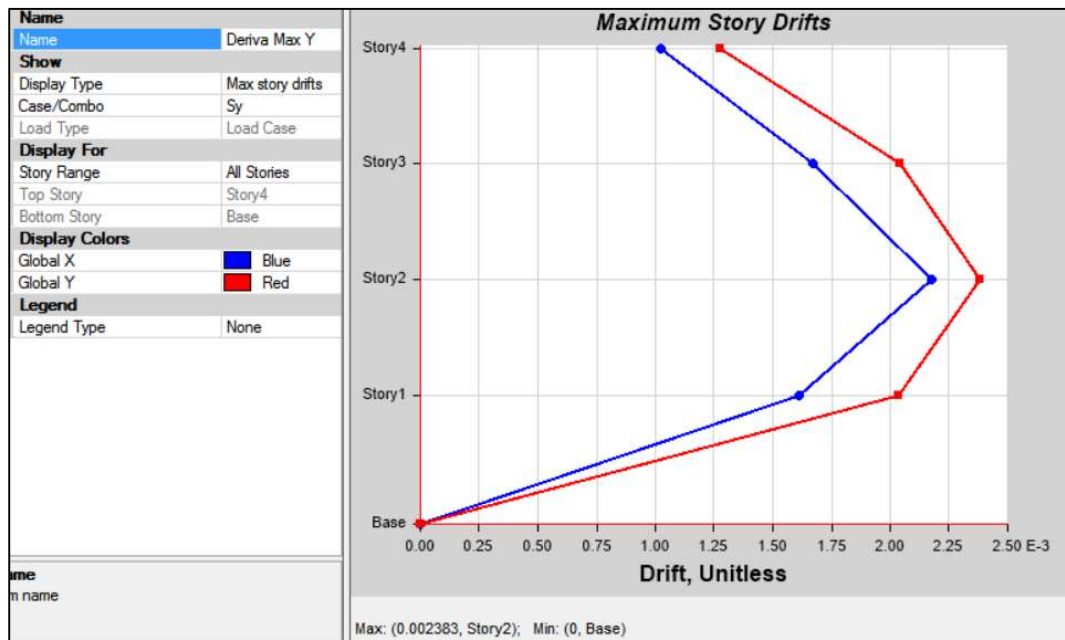


Figura 68: Deriva Máxima por Sismo Y en Acero Estructural.

Fuente: ETABS 2015

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.9})$$

$$\Delta_M = 0.75 \times 8 \times 0.00238 = 0.014$$

$$\Delta_M < \Delta_{M \text{ máxima}}$$

$$0.014 < 0.02 \quad \text{Cumple}$$

A continuación, el resumen de las derivas para cada piso.

Tabla 20: Resumen de derivas en cada piso edificación de Acero Estructural

Piso	Load Case/Combo	Dirección	Deriva	ΔM	ΔM máxima	Condición $\Delta M > \Delta M$ máxima	X	Y	Z
							m	m	m
Piso4	Sy Max	X	0.0010	0.0061	0.02	Cumple	-1.30	-2.21	11.94
Piso4	Sy Max	Y	0.0013	0.0077	0.02	Cumple	12.25	10.33	11.94
Piso4	Sx Max	X	0.0016	0.0098	0.02	Cumple	-1.30	-2.21	11.94
Piso4	Sx Max	Y	0.0012	0.0074	0.02	Cumple	-1.30	-0.68	11.94
Piso3	Sy Max	X	0.0017	0.0100	0.02	Cumple	-1.30	-2.21	9.04
Piso3	Sy Max	Y	0.0020	0.0122	0.02	Cumple	12.25	10.33	9.04
Piso3	Sx Max	X	0.0026	0.0157	0.02	Cumple	-1.30	-2.21	9.04
Piso3	Sx Max	Y	0.0020	0.0117	0.02	Cumple	-1.30	-2.21	9.04
Piso2	Sy Max	X	0.0022	0.0131	0.02	Cumple	-1.30	-2.21	6.14

Piso2	Sy Max	Y	0.0024	0.0143	0.02	Cumple	-1.30	-2.21	6.14
Piso2	Sx Max	X	0.0034	0.0200	0.02	Cumple	-1.30	-2.21	6.14
Piso2	Sx Max	Y	0.0025	0.0152	0.02	Cumple	-1.30	-2.21	6.14
Piso1	Sy Max	X	0.0016	0.0097	0.02	Cumple	0.00	0.00	3.24
Piso1	Sy Max	Y	0.0020	0.0122	0.02	Cumple	12.79	5.63	3.24
Piso1	Sx Max	X	0.0027	0.0164	0.02	Cumple	0.00	0.00	3.24
Piso1	Sx Max	Y	0.0019	0.0112	0.02	Cumple	0.00	0.00	3.24

Fuente: ETABS 2015

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Tabla 21: Desplazamientos laterales y derivas de piso elásticas.

Piso	Elevación	Localización	dX-Dir	dY-Dir	$\Delta ex = d_x - d_{x-1}$	$\Delta ey = d_y - d_{y-1}$
	mm		mm	mm	mm	mm
Piso4	11940	Superior	31.754	24.098	4.556	3.585
Piso3	9040	Superior	27.198	20.513	7.372	5.776
Piso2	6140	Superior	19.826	14.737	9.729	7.512
Piso1	3240	Superior	10.097	7.225	10.097	7.225
Base	0	Superior	0	0	0	0

Fuente: ETABS 2015

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Se procede a calcular la deriva de piso máxima por el método de ASCE 7-10:

$$\Delta = \frac{C_d \times d_{max}}{I} \quad (\text{ASCE/SEI, 2010, Capítulo 12.12.2})$$

Dónde:

$C_d = 5.5$ El factor de amplificación de flexión. (ASCE/SEI, 2010, Tabla 12.2-1).

d_{max} Desplazamiento máximo ocurrido en edificación.

I Factor de importancia.

$$\Delta = \frac{5.5 \times 10.09}{1} = 55.50 \text{ mm}$$

La deriva máxima aceptable es:

$$\Delta_{max} = 0.020 h_{sx} \quad (\text{ASCE/SEI, 2010, Tabla 12.12-1})$$

Dónde:

h_{sx} = 3240mm, altura de entre piso.

$$\Delta_{max} = 0.020 \times 3240 = 64.8 \text{ mm}$$

Entonces:

$$\Delta_{max} > \Delta \text{ Cumple}$$

Al igual que la edificación de Hormigón Armado se utilizó un total de 12 modos de vibración, 3 por cada piso, para cumplir el requerimiento, “todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.” (NEC-SE-DS, 2015, p. 58).

Consecuente a esto se presenta una tabla en la cual U_x , U_y y R_z son coeficientes normalizados de participación de cada uno de los modos planteados en el cual consiste desplazamiento en X, desplazamiento en Y y rotación en Z respectivamente.

Tabla 22: Participación de masas según el modo de vibración de la estructura de Acero Estructural.

Case	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.596	0.3504	0.1265	0.4035	0.3504	0.1265	0.4035
Modal	2	0.504	0.3394	0.5189	0.0173	0.6899	0.6454	0.4208
Modal	3	0.476	0.2	0.2142	0.4386	0.8899	0.8596	0.8595
Modal	4	0.183	0.0411	0.006	0.0488	0.931	0.8656	0.9083
Modal	5	0.158	0.0324	0.056	0.0078	0.9634	0.9216	0.916
Modal	6	0.153	0.0178	0.045	0.0517	0.9811	0.9666	0.9677
Modal	7	0.101	0.0089	0.0003	0.0126	0.99	0.9669	0.9804
Modal	8	0.088	0.0059	0.0081	0.0068	0.9959	0.975	0.9872
Modal	9	0.088	0.0018	0.0188	0.0075	0.9977	0.9938	0.9946
Modal	10	0.071	0.0014	0.0001	0.0025	0.9991	0.9939	0.9972
Modal	11	0.062	0.0002	0.0047	0.0006	0.9993	0.9986	0.9978
Modal	12	0.062	0.0007	0.0013	0.0022	1	1	1

Fuente: ETABS 2015

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

A partir del 5 modo de vibración ya cumplimos la condición antes mencionada, una vez cumpliendo los requisitos procedemos a el diseño de los elementos estructurales de la edificación.

5.2 Diseño columnas en pórticos resistentes a momentos.

A continuación, se detallarán los esfuerzos máximos ocurridos con las respectivas combinaciones de carga de los elementos columna.

El máximo esfuerzo axial ocurre en la columna localizada en el eje A-1, con la combinación:

$$P_u = 1.2D + 1.6 L(\text{Todo})$$

$$P_u = 529.23 \text{ kN (Compresión)}$$

$$P_u = -104.43 \text{ kN (Tracción)}$$

El esfuerzo máximo para cortante ocurre en la columna localizada en el eje C-3, las combinaciones de carga que involucren sismo Ex presentan los mayores esfuerzos debido a que en el programa de cálculo se determinó la utilización de envolventes:

$$V_u = 28.64 \text{ kN}$$

Para la determinación por flexo-compresión las combinaciones que involucren sismo Ex darán los mayores momentos flectores en el elemento columna:

$$M_{U \text{ abajo } x} = 50.70 \text{ kN-m}$$

$$M_{U \text{ abajo } y} = 24.83 \text{ kN-m}$$

$$M_{U \text{ arriba } x} = 33.87 \text{ kN-m}$$

$$M_{U \text{ arriba } y} = 15.45 \text{ kN-m}$$

$$P_u = P_r = 184.42 \text{ kN}$$

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
Story1	C12	12	1Sismo x + 1Ajedrez 1 losa + 1.2muerta Min	0.15	-184.5119	-27.3655	-6.4667	-0.0166	-10.5365	-50.6957
Story1	C12	12	-1Sismo x + 1Ajedrez 1 losa + 1.2muerta Min	0.15	-184.5119	-27.3655	-6.4667	-0.0166	-10.5365	-50.6957
Story1	C12	12	1Sismo x + 1Ajedrez porticos + 1.2muerta Min	0.15	-184.5119	-27.3655	-6.4667	-0.0166	-10.5365	-50.6957
Story1	C12	12	-1Sismo x + 1Ajedrez portico + 1.2muerta Min	0.15	-184.5119	-27.3655	-6.4667	-0.0166	-10.5365	-50.6957
Story1	C12	12	0.9 muerta + Sx Min	0.15	-138.3839	-27.3655	-6.4667	-0.0166	-10.5365	-50.6957

Figura 69: Esfuerzos de Flexo-compresión para columna de Acero Estructural.

Fuente: ETABS 2015

Por otra parte, las combinaciones estáticas que producen mayores esfuerzos en la edificación son las que intervienen líneas de influencia esto demuestra que cargando en su

totalidad la edificación no siempre es el estado más crítico de carga como se muestra en las siguientes figuras.

Load Case/Combo	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
1.2 Muerta + 1.6 ajedrez portico A	1.18	-74.1406	12.8873	-5.0856	0.0058	2.8391	-19.4032
1.2 Muerta + 1.6 viva volados	2.63	-76.2438	14.4723	4.9541	-0.0008	-6.7179	-19.0261
1.2 muerta+1.6 Viva todo	2.63	-85.1778	13.6662	4.2166	-0.0006	-5.8508	-17.9314
1.2 Muerta + 1.6 viva volados	3.24	-347.675	6.0594	2.1901	-2.008...	-4.2408	-16.066
1.2 muerta+1.6 Viva todo	1.18	-76.2272	7.686	-6.4373	0.0081	2.7653	-15.7604
1.2 muerta+1.6 Viva todo	3.24	-384.992	5.8214	2.1601	7.403...	-4.3509	-15.6145

Figura 70: Esfuerzos de flexión por combinaciones estáticas en edificación de Acero estructural.

Fuente: ETABS 2015

Load Case/Combo	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
1.2 muerta+1.6 Viva todo	0.725	-2.2608	1.7389	7.923	-0.0198	3.2174	0.1136
1.2 muerta+1.6 Viva todo	1.45	-2.2083	1.7389	7.923	-0.0198	-2.5268	-1.1471
1.2 Muerta + 1.6 ajedrez portico A	0	-2.2738	1.7273	7.9807	-0.014	8.9091	1.3556
1.2 Muerta + 1.6 ajedrez portico A	0.725	-2.2213	1.7273	7.9807	-0.014	3.1231	0.1034
1.2 Muerta + 1.6 ajedrez portico A	1.45	-2.1688	1.7273	7.9807	-0.014	-2.6629	-1.1489

Figura 71: Esfuerzos de corte por combinaciones estáticas en edificación de Acero estructural.

Fuente: ETABS 2015

La sección de la columna tiene las siguientes características geométricas:

$$h = d = 240 \text{ mm}$$

$$b = b_f = 240 \text{ mm}$$

$$s = t_w = 10 \text{ mm}$$

$$t = t_f = 17 \text{ mm}$$

$$r = 21 \text{ mm}$$

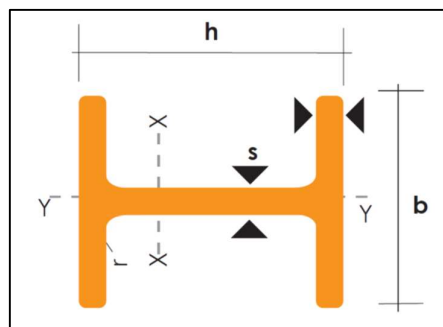


Figura 72: Dimensiones de Perfil laminado HEB.

Fuente: Catalogo de Acero DIPAC.

$$\text{Área (A)} = 106.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia eje X (I}_x\text{)} = 11260 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia eje Y (I}_y\text{)} = 3920 \text{ cm}^4$$

$$\text{Módulo Resistente de la sección eje X (S}_x\text{)} = 938 \text{ cm}^3$$

$$\text{Módulo Resistente de la sección eje Y (S}_y\text{)} = 326.9 \text{ cm}^3$$

$$\text{Radio de giro eje X (r}_x\text{)} = 10.305 \text{ cm}$$

$$\text{Radio de giro eje Y (r}_y\text{)} = 6.074 \text{ cm}$$

$$\text{Constante Torsional (J)} = 86.04 \text{ cm}^4$$

$$\text{Módulo de sección plástico en X (Z}_x\text{)} = 1056.5 \text{ cm}^3$$

$$\text{Módulo de sección plástico en Y (Z}_y\text{)} = 498.9 \text{ cm}^3$$

5.2.1 Estabilidad estructural.

La estructura es determinada con pórticos resistentes a momentos sin reducción de la sección en los patines de las vigas.

El coeficiente de estabilidad estructural viene dado por:

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta \times I}{V_x \times h_{sx} \times C_d} \quad (\text{ASCE/SEI, 2010, Capítulo 12.8.7})$$

Dónde:

P_x Carga vertical de cada piso (kN).

V_x Cortante de cada piso (kN).

h_{sx} Altura de entre piso.

$C_d = 5.5$ El factor de amplificación de flexión. (ASCE/SEI, 2010, Tabla 12.2-1).

I Factor de importancia.

$\beta = 1$ Razón de corte y capacidad de corte de cada nivel analizado.

Δ Deriva de piso máxima ocurrida en cada nivel.

d_{max} Según la tabla 21.

Y el coeficiente de estabilidad máxima:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta \times C_d} \quad (\text{ASCE/SEI, 2010, Ecuación 12.8-17})$$

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{1 \times 5.5} = 0.091$$

$$\Delta = \frac{C_d \times d_{max}}{I} = \frac{5.5 \times 10.09}{1} = 55.53$$

Tabla 23: Chequeo de estabilidad de cada piso con pórticos resistentes a momentos.

Piso	Δ mm	Px kN	Vx kN	hsx mm	θ Rad	$\theta/\theta+1$ rad	θ max rad	Revisión
Piso4	25.058	1107.60	79.15	11940	0.0053	0.0053	0.091	Cumple
Piso3	40.546	2265.21	147.26	9040	0.012	0.0123	0.091	Cumple
Piso2	53.5095	3428.75	197.52	6140	0.027	0.0267	0.091	Cumple
Piso1	55.5335	4593.67	227.88	3240	0.063	0.0591	0.091	Cumple
Base	0	0	0	0	0	0	0	

Fuente: ETABS 2015

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Entonces la edificación cumple con el control de derivas de piso permitidas y estabilidad de carga por efectos sísmicos.

5.2.2 Revisión de la esbeltez local.

Según la NEC-SE-AC solicita que los elementos tipo columna sean sísmicamente compactos esto se lo determina no superando las máximas relaciones estipuladas en (NEC-SE-AC, 2015, Capítulo 6.2).

Para calcular la relación ancho espesor se utiliza:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (\text{SGR, MIDUVI, PNUD, \& ECHO, 2015, p. 50})$$

$$\lambda = \frac{240mm}{2 \times 17mm} = 7.06$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_s = 0.3 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{NEC-SE-AC, 2015, Tabla 4})$$

$$\lambda_s = 0.3 \times \sqrt{\frac{200\,000}{250}} = 8.49$$

$\lambda_s > \lambda$ **Cumple es sismicamente compacta.**

Las alas satisfacen las exigencias para elementos altamente dúctiles.

Para las almas de perfiles laminados según la tabla 4 (NEC-SE-AC, 2015) se calcula:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi \times F_y \times A_g}$$

$$C_a = \frac{529.23\,kN}{0.9 \times 250\,MPa \times 10^3 \times 0.01063\,m^2} = 0.22$$

Como $C_a > 0.125$ se utiliza:

$$\lambda_{ps} = 0.77 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times (2.93 - C_a)$$

$$\lambda_{ps} = 0.77 \times \sqrt{\frac{200\,000}{250}} \times (2.93 - 0.22) = 59.02$$

La relación ancho-espesor del alma de una columna viene dada por:

$$\lambda = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{240 - 2 \times 17}{10} = 20.6$$

Entonces:

$\lambda_{ps} > \lambda$ **Cumple es sismicamente compacta.**

5.2.3 Resistencia de diseño a compresión.

La esbeltez global del elemento se calcula por:

$$\frac{K \times L}{r} = \frac{K \times L_x}{r_x} = \frac{1 \times 324}{10.305} = 31.44$$

$$\frac{K \times L_y}{r_y} = \frac{1 \times 324}{6.074} = 53.34$$

La compresión nominal P_n detallado en (American Institute of Steel Construction, 2010. Formula E3-1) debe ser determinada según el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

Como:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$53.34 < 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.22$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] \times F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = \frac{3.1415^2 \times 200\,000}{(53.34)^2} = 693.74 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{250}{693.74}} \right] \times 250 = 215.01 \text{ MPa}$$

$$\phi P_n = 215.01 \text{ MPa} \times 0.01063 \text{ m}^2 = 2285.56 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 2285.56 \text{ kN} > 451.86 \text{ kN} \quad \textbf{Cumple}$$

Dónde:

F_{cr} Tensión de pandeo por flexión.

A_g Área transversal del elemento.

F_e Tensión de pandeo elástico.

$k=1$ Factor de longitud efectiva. (NEC-SE-AC, 2015, sección 6.2)

5.2.4 Resistencia a flexión.

Se procede calcular las longitudes límites según (American Institute of Steel Construction, 2010, Capítulo F2):

$$L_p = 1.76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 0.061 \times \sqrt{\frac{200\,000}{250}} = 3.04m$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f = 223mm$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y \times h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{3920 \times 22.3}{2 \times 938}} = 6.82cm = 68.2 mm$$

$$L_r = 14.37 m$$

$$L_{b\,max} = 0.086 \times r_y \times \frac{E}{F_y} = 0.086 \times 0.061 \times \frac{200\,000}{250} = 4.20m$$

$$L_b = 3.24m$$

Dónde:

L_r Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico.

L_b Longitud entre los puntos que ya estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o atiesados contra el giro de la sección transversal.

L_p Longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra giro de la sección.

Jc Constante torsional.

Como: $L_p < L_b < L_r$

$$M_{nx} = C_b [M_{px} - (M_{px} - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)]$$

$$M_{ny} = C_b [M_{py} - (M_{py} - 0.7F_y S_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)]$$

Dónde:

$$M_{px} = F_y \times Z_x = 250 \times 1.056 \times 10^{-3} \times 1000 = 264.13 \text{ kN} - m$$

$$M_{py} = F_y \times Z_y = 250 \times 4.989 \times 10^{-4} \times 1000 = 124.73 \text{ kN} - m$$

M_p Momento nominal resistente por fluencia.

$C_b=1$ Coeficiente de forma del diagrama de momento.

$\phi=0.9$ Coeficiente de reducción de resistencia por flexión.

$$M_{nx} = 1 \times \left[0.264 - \left((0.264 - (0.7 \times 250 \times 9.38 \times 10^{-4})) \times \left(\frac{3.24 - 3.04}{14.37 - 3.04} \right) \right) \right]$$

$$M_{nx} = 0.262 \text{ MN} - m = 262.24 \text{ kN} - m$$

$$\phi M_{nx} = 236.01 \text{ kN} - m$$

$$236.01 \text{ kN} - m > 50.70 \text{ kN} - m \quad \textbf{Cumple}$$

$$M_{ny} = 1 \times \left[0.124 - \left((0.124 - (0.7 \times 250 \times 3.27 \times 10^{-4})) \times \left(\frac{3.24 - 3.04}{14.37 - 3.04} \right) \right) \right]$$

$$M_{ny} = 0.123 \text{ MN} - m = 122.82 \text{ kN} - m$$

$$\phi M_{ny} = 110.54 \text{ kN} - m$$

$$110.54 \text{ kN} - m > 24.83 \text{ kN} - m \quad \textbf{Cumple}$$

5.2.5 *Revisión de la ecuación de interacción de elemento sometido a compresión y flexión.*

Según el American Institute of Steel Construction, 2010, Sección H1.1 determina:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{184.42 \text{ kN}}{2285.56 \text{ kN}} = 0.08 < 0.2$$

Dónde:

$P_c = \phi P_n$ Resistencia a compresión nominal de la sección.

P_r Carga Axial actuantes incluye flexión.

Entonces:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right)$$

$$\frac{0.08}{2} + \left(\frac{50.70}{236.01} + \frac{24.83}{110.54} \right) = 0.48 < 1.0 \text{ **Cumple**}$$

El resultado de interacción es menor y satisface al requerimiento.

5.2.6 *Diseño a cortante.*

Para las solicitaciones a cortante se determinarán según lo estipulado en la American Institute of Steel Construction, 2010, Sección G:

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w$$

$$\phi V_n = 0.6 \times 250 \times 0.24 \times 0.01 = 0.36 \text{ MN} = 360 \text{ kN}$$

Entonces:

$$28.66 \text{ kN} < 360 \text{ kN} \text{ **Cumple**}$$

5.3 Diseño de viga de acero estructural en pórtico resistente de momento.

5.3.1 Vigas principales.

A continuación, se detallarán los esfuerzos máximos ocurridos con las respectivas combinaciones de carga de los elementos viga.

El esfuerzo máximo para cortante ocurre en la viga localizada en el eje E entre los ejes 32 – 1' en el nivel N=+3.24m, las combinaciones de carga que involucren sismo Ey presentan los mayores esfuerzos debido a que en el programa de cálculo se determinó la utilización de envolventes:

$$V_u = 47.00 \text{ kN}$$

Para la determinación por flexión las combinaciones que involucren sismo Ex darán los mayores momentos flectores positivos en la viga localizada en el eje A entre 4-3:

$$M_{u+} = 35.84 \text{ kN-m}$$

Load Case/Combo	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
0.9 muerta + Sx Max	0.15	0.3602	25.6783	0.0244	0.0017	0.0095	35.8376
0.9 muerta + -Sx Max	0.15	0.3602	25.6783	0.0244	0.0017	0.0095	35.8376
1Sismo x + 1 Viva todo + 1.2muerta Max	0.15	0.3602	25.6783	0.0244	0.0017	0.0095	35.8376
-1Sismo x + 1 Viva todo + 1.2muerta Max	0.15	0.3602	25.6783	0.0244	0.0017	0.0095	35.8376
1Sismo x + 1 Viva voladod + 1.2muerta Max	0.15	0.3602	25.6783	0.0244	0.0017	0.0095	35.8376
-1Sismo x + 1 Viva voladod + 1.2muerta Max	0.15	0.3602	25.6783	0.0244	0.0017	0.0095	35.8376

Figura 73: Momentos positivos máximos en vigas principales en edificio de Acero Estructural.

Fuente: ETABS 2015

Para momentos flectores negativos ocurre en la viga en voladizo localizada en el eje D con la combinación 1.2 D + 1.6 L (solo volados):

$$M_{u-} = -52.91 \text{ kN-m}$$

Load Case/Combo	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
muerta + volados viva	1.3767	0	42.6774	0	-0.0343	0	-52.9099
1.2 Muerta + 1.6 viva volados	1.3767	0	42.6774	0	-0.0343	0	-52.9099
1.2 muerta+1.6 Viva todo	1.3767	0	42.5679	0	-0.0327	0	-52.5042
muerta + volados viva	1.4087	0	38.4862	0	-0.025	0	-48.2811
1.2 Muerta + 1.6 viva volados	1.4087	0	38.4862	0	-0.025	0	-48.2811

Figura 74: Momentos negativos máximos en vigas principales en edificio de Acero Estructural.

Fuente: ETABS 2015

Por otra parte, las combinaciones estáticas que producen mayores esfuerzos en la edificación son las que intervienen líneas de influencia, esto demuestra que cargando en su totalidad la edificación no siempre es el estado más crítico de carga como se muestra en la siguiente figura.

Load Case/Combo	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
1.2 muerta+1.6 Viva todo	1.9977	-0.0005	-17.7248	-5.102E...	0.0052	5.477E-07	18.3426
1.2 Muerta + 1.6 ajedrez portico 1'	1.9977	-0.0112	13.5748	0.0001	-0.0098	0.0001	18.5129
1.2 Muerta + 1.6 ajedrez portico 1'	1.9977	0.0004	-17.2353	0	0.0046	-6.143E-07	18.5357
1.2 Muerta + 1.6 ajedrez portico 1'	1.9977	0.0112	-17.5552	-3.536E...	0.0065	2.5E-05	18.8105

Figura 75: Esfuerzos máximos en vigas por combinaciones estáticas en edificación de Acero Estructural.

Fuente: ETABS 2015

La sección de la viga tiene las siguientes características geométricas:

$$h = d = 270 \text{ mm}$$

$$s = b_f = 135 \text{ mm}$$

$$g = t_w = 6.6 \text{ mm}$$

$$t = t_f = 10.20 \text{ mm}$$

$$R = 12 \text{ mm}$$

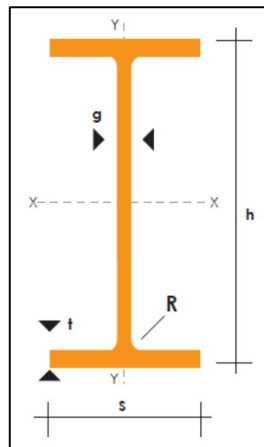


Figura 76: Dimensiones Perfil laminado IPE de viga principal.

Fuente: Catalogo de Acero DIPAC.

$$\text{Área (A)} = 45.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia eje X (I}_x\text{)} = 5718.7 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia eje Y (I}_y\text{)} = 419.5 \text{ cm}^4$$

Módulo Resistente de la sección eje X (S_x)= 423.6 cm³

Módulo Resistente de la sección eje Y (S_y)= 62.2 cm³

Radio de giro eje X (r_x)= 11.22 cm

Radio de giro eje Y (r_y)= 3.04 cm

Constante Torsional (J)= 12 cm⁴

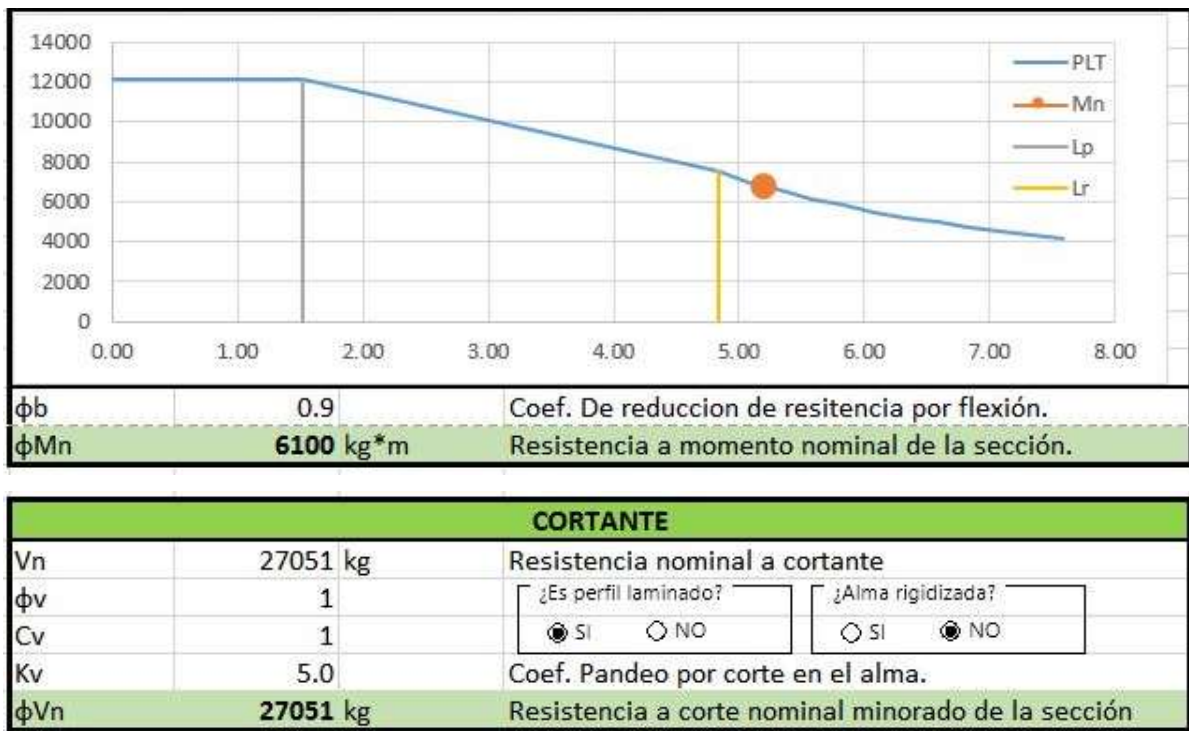
Módulo de sección plástico en X (Z_x)= 478.1 cm³

Módulo de sección plástico en Y (Z_y)= 96.6 cm³

En base a lo indicado hasta aquí, y para la simplificación del cálculo se ha generado una hoja de Excel para la revisión de la esbeltez local, resistencia a flexión, resistencia a corte.

SECCIÓN I COMPACTA - SIMETRÍA DOBLE - EJE MAYOR			
DATOS MATERIAL SEGÚN LA PAGINA 17 Y 18.			
<div>A36</div>			
Acero			Tipo de Acero
Fy	2530	kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia
Fu	4080	kg/cm ²	Esfuerzo de fractura
E	2038735.98	kg/cm ²	Módulo de elasticidad
DATOS SECCIÓN DE VIGA IPE 270			
d	270	mm	Altura total
bf	135	mm	Ancho patín
tf	10.2	mm	Espesor patín
tw	6.6	mm	Espesor alma
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN OBTENIDOS DEL PROGRAMA DE CALCULO			
A	4545.4	mm ²	Área de la sección.
h	249.6	mm	Distancia libre entre patines.
ho	259.8	mm	Distancia entre centroides de patines
cx	135	mm	Posición del c.d.g (E.N.E.) desde el borde.
Ix	57187200.2	mm ⁴	Momento de inercia en el eje fuerte
Iy	4195142.9	mm ⁴	Momento de inercia en el eje débil
yp	135	mm	Posición E.N.P.
rx	112	mm	Radio de giro en x
ry	30	mm	Radio de giro en y
J	120405.9	mm ⁴	Constante torsional
Sx	423609	mm ³	Módulo de sección elástico en x
Sy	62150	mm ³	Módulo de sección elástico en y
Zx	478089.4	mm ³	Módulo de sección plástico en x
Zy	96562.5	mm ³	Módulo de sección plástico en y

FLEXIÓN			
PADEO LOCAL			
PATINES			
λ_{hd}	8.52		compacta / sismicamente compacta
λ_p	10.79		compacta / no compacta
λ_r	28.39		no compacta / esbelto
$\lambda_{patines}$	6.62		SISMICAMENTE COMPACTA
ALMA			
λ_{hd}	61.46		compacta / sismicamente compacta
λ_p	106.74		compacta / no compacta
λ_r	161.81		no compacta / esbelto
λ_{alma}	37.82		SISMICAMENTE COMPACTA
E.L. FLUENCIA			
M_p	12096	kg*m	Momento nominal resistente por fluencia
E.L. PANDEO LATERAL TORSIONANTE			
L_b	5.2	m	Distancia entre apoyos laterales.
L_p	1.52	m	Longitud límite Fluencia/PLTi
L_r	4.83	m	Longitud límite PLTi/PLTe
$L_b \text{ max}$	2.1	m	L_b máximo para miembros de alta ductilidad AISC-341
c	1		
r_{ts}	35.9	mm	Radio de giro.
C_b	1		Coef. Forma del diagrama de momento.
F_{cr}	16000595	kg/m ²	Esfuerzo crítico (Solo PLT Elástico)
M_n	6778	kg*m	P.L.T. elástico



$$\phi M_n = 6100 \text{ kg} - m = 59.84 \text{ kN} - m > 52.91 \text{ kN} - m$$

Cumple

$$\phi V_n = 27051 \text{ kg} = 265.37 \text{ kN} > 47.00 \text{ kN} \text{ **Cumple**}$$

Debido a que según (American Institute of Steel Construction, 2010, Capítulo J2) :

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{270}{6.6} \leq 2.46 \sqrt{\frac{200\,000}{250}}$$

$$40.91 \leq 69.58$$

Entonces no se requiere atiesadores transversales.

La revisión de la deflexión máxima se realizará a la viga con mayor luz en toda la edificación, para la determinación de deflexiones el ASCE/SEI, 2010, Capítulo 2.4.1 indica que se puede determinar con la combinación D + L , para dicha revisión se utilizará un incremento en la carga muerta en un 20% con el fin de incluir cargas no registradas en el modelamiento y para cumplir con mayor control de las mismas, la combinación a usar es: 1.2 D + L (Todo).

$$\delta_{max} = l/360$$

$$\delta_{max} = \frac{5.20}{360} = 0.014m = 1.44 \text{ cm}$$

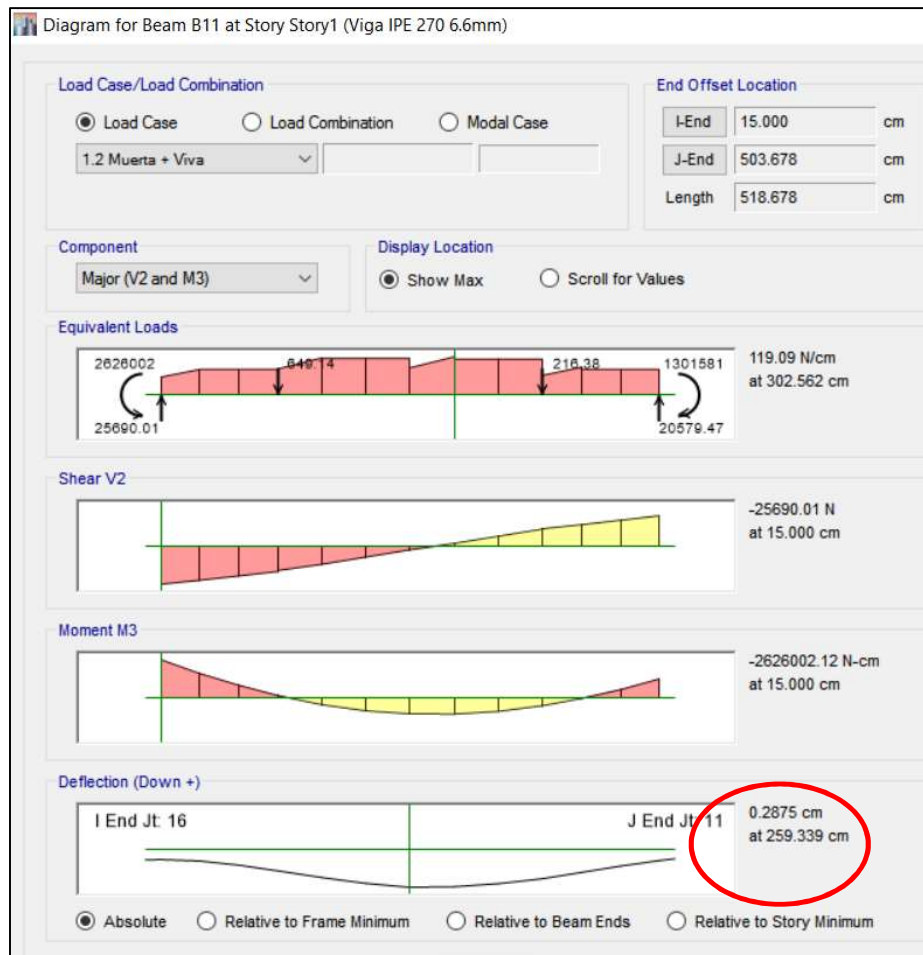


Figura 77: Deflexión máxima en viga principal en edificación de Acero Estructural.

Fuente: ETABS 2015

$$0.29 \text{ cm} < 1.44 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

5.3.2 Vigas secundarias.

El esfuerzo máximo para cortante ocurre en la viga secundaria localizada en el voladizo entre las vigas de los ejes 2 – 1' del nivel N=+3.24, la combinación de carga 1.2D + 1.6L (Ajedrez pórtico A):

$$V_u = -23.61 \text{ kN}$$

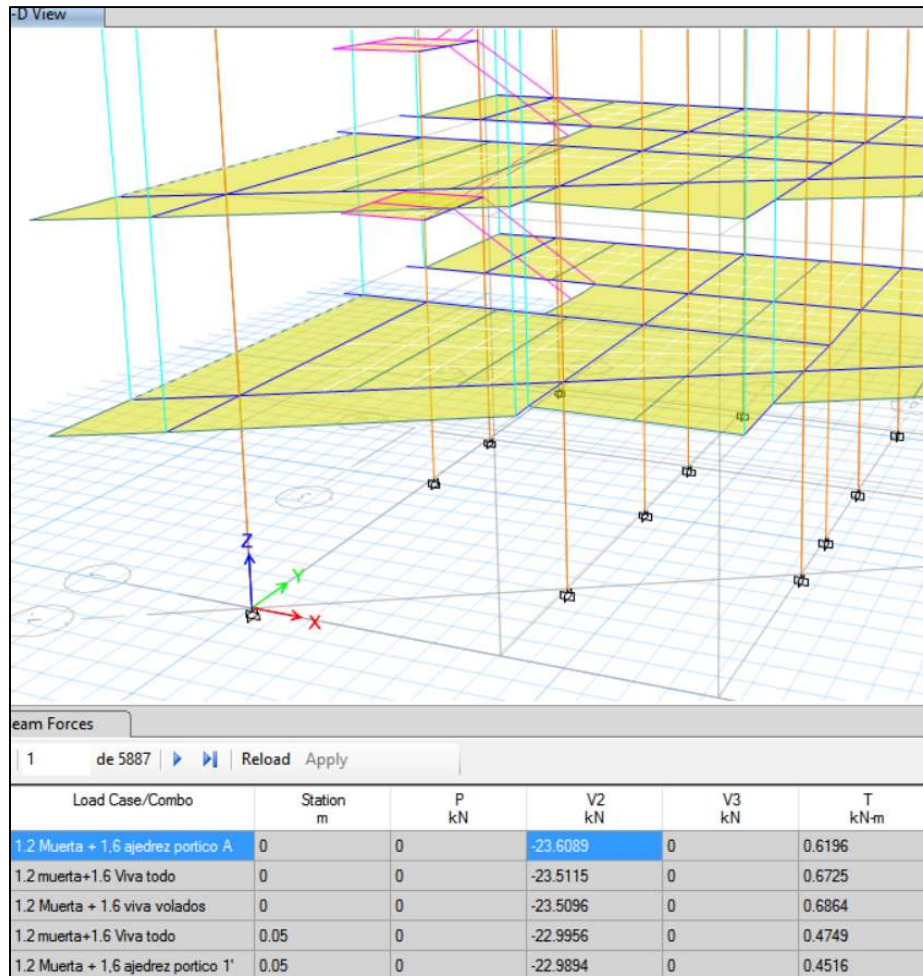


Figura 78: Viga secundaria con mayor esfuerzo de cortante.

Fuente: ETABS 2015

Para la determinación por flexión la combinación de 1.2D + 1.6 L (Ajedrez Pórtico A) dan los mayores momentos flectores positivos en la viga secundaria de mayor longitud localizada en el voladizo de las vigas de los ejes 2-1':

$$M_{u+} = 19.24 \text{ kN-m} = 1961.14 \text{ kg-m}$$

$$M_{u-} = -20.79 \text{ kN-m} = -2120.10 \text{ kg-m}$$

Como se observa en la figura 78, se demuestra nuevamente que el mayor esfuerzo ocurrido en la edificación en este caso en la viga secundaria ocurre con la combinación de línea de influencia y no cargando en su totalidad la edificación como usualmente se realiza.

La sección de la viga secundaria a colocarse en la edificación es la conformada por dos correas G cada una con la siguiente dimensión:

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$b_f = 50 \text{ mm}$$

$$t_w = 3 \text{ mm}$$

$$t_f = 3 \text{ mm}$$

$$s = 15 \text{ mm}$$

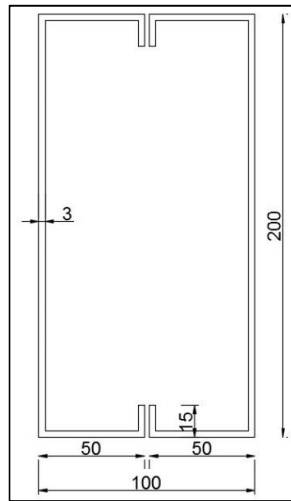


Figura 79: Sección de viga secundaria 200x100x15x3mm en Edificio Acero Estructural.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

SECCIÓN CAJA - SIMETRÍA DOBLE			
DATOS MATERIAL SEGÚN LA PAGINA 17 Y 18.			
	A36		
Acero			Tipo de acero estructural.
Fy	2530	kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia
Fu	4080	kg/cm ²	Esfuerzo de fractura
E	2038735.98	kg/cm ²	Módulo de elasticidad
DATOS DE LA SECCIÓN CAJA (2 CORREAS 50X100X15X3)			
Ht	200	mm	Altura total
B	100	mm	Ancho patín superior
tf	3	mm	Espesor de patines.
tw	3	mm	Espesor del alma.
PROPIEDADES OBTENIDAS DEL PROGRAMA DE CALCULO			
A	1764	mm ²	Área de la sección.
h	194	mm	Distancia libre entre patines.
ho	197	mm	Distancia entre centroides de patines
cx	100.0	mm	Posición del c.d.g (E.N.E.) desde el borde.
Ix	9.472E+06	mm ⁴	Momento de inercia en el eje fuerte
Iy	3238892	mm ⁴	Momento de inercia en el eje débil
yp	100	mm	Posición E.N.P.
rx	73.28	mm	Radio de giro en x
ry	42.85	mm	Radio de giro en y
J	7.452E+06	mm ⁴	Constante torsional
Sx	94725	mm ³	Módulo de sección elástico en x
Sy	64778	mm ³	Módulo de sección elástico en y
Zx	115554	mm ³	Módulo de sección plástico en x
Zy	71454	mm ³	Módulo de sección plástico en y
E.L. FLUENCIA			
Mp	2923.5	kg*m	Momento nominal resistente por fluencia
PANDEO LOCAL			
PATINES			
λ_{nd}	15.61		compacta / sísmicamente compacta
λ_p	31.79		compacta /no compacta
λ_r	39.74		no compacta / esbelto
$\lambda_{patines}$	31.33		COMPACTA
be	94	mm	Ancho efectivo del patín a compresión
Ie	9472492	mm ⁴	Inercia efectiva
Se	94725	mm ³	Módulo de sección efectivo
Mn	2923.5	kg*m	Momento nominal resistente por P.L. en patines.

ALMA		
λ_{nd}	15.61	compacta / sísmicamente compacta
λ_p	68.70	compacta /no compacta
λ_r	161.81	no compacta / esbelto
λ_{alma}	64.67	COMPACTA
Mn	2923.5 kg*m	Momento nominal resistente por P.L. en alma
Mn	2923.5 kg*m	Resistencia nominal a flexión de la sección.
ϕb	0.9	
ϕMn	2631 kg*m	Resistencia nominal minorada a flexión de la sección.
CORTANTE		
ϕv	0.9	Coef. De minoración de resistencia.
Kv	5.0	Coef. Pandeo por corte en el alma.
Cv	1.000	
Vn	17396 kg	Resistencia nominal a cortante
ϕVn	15657 kg	Resistencia a corte nominal minorado de la sección

Flexión:

$$2120.10 \text{ kg} - m < 2631.01 \text{ kg} - m \text{ Cumple}$$

Corte:

$$2407.44 \text{ kg} < 15657.00 \text{ kg Cumple}$$

Se revisó la deflexión máxima admisible en la viga secundaria de mayor luz ubicada en el nivel N=+ 3.24 del voladizo comprendida entre las vigas 2 – 1.

Entonces se respetará el siguiente criterio:

$$\delta_{max} = l/360 \quad (\text{ACI-318S, 2014, Tabla 24.2.2})$$

$$\delta_{max} = \frac{5.87 \text{ m}}{360} = 0.0163 \text{ m}$$

$$0.0163 < 0.027 \text{ m} \quad \text{No Cumple}$$

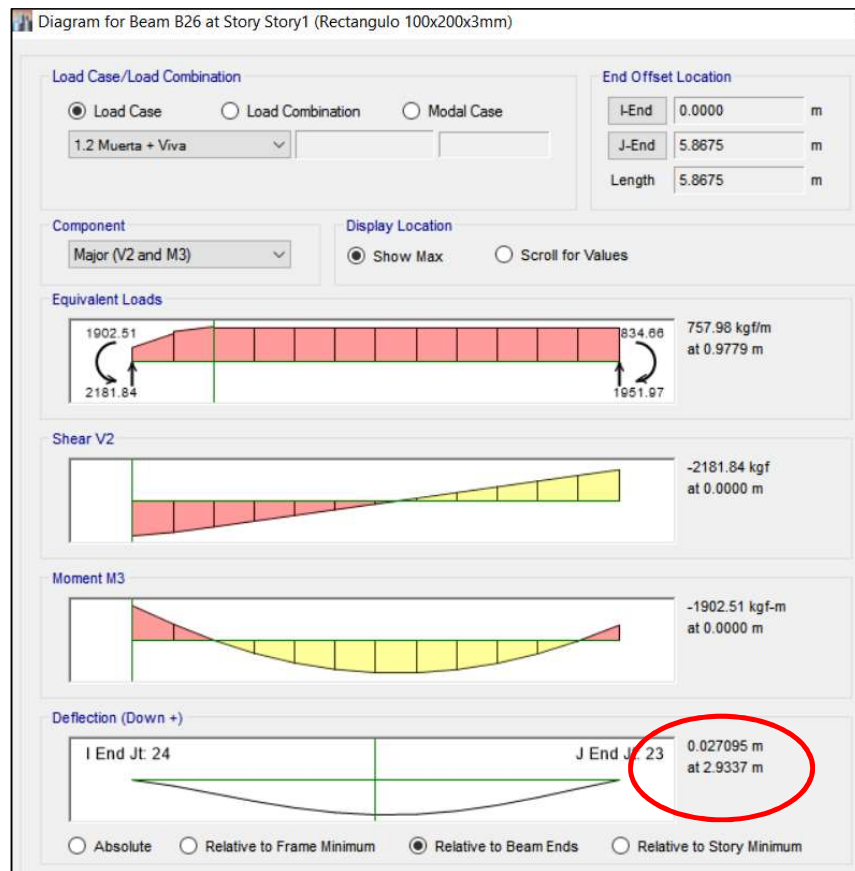


Figura 80: Deflexión máxima viga secundaria edificio de Acero Estructural, N=+3.24m.

Fuente: ETABS 2015

Se revisó la deflexión máxima admisible en la viga secundaria de luz ubicada en el nivel N=+ 3.24 en el panel de losa entre los ejes A, C, 2 y 1.

$$\delta_{max} = \frac{4.50 \text{ m}}{360} = 0.0125 \text{ m}$$

$$0.0194 > 0.0125 \text{ m} \quad \text{No Cumple}$$

Como no cumple la deflexión máxima admisible del criterio tomado se aumentará la sección de la viga secundaria solo para esos elementos, ya que todos los otros elementos cumplen dicha disposición.

La nueva sección de la viga secundaria a colocarse en esos elementos es la conformada por dos correas G cada una con la siguiente dimensión:

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$b_f = 75 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$t_f = 5 \text{ mm}$$

$$s = 25 \text{ mm}$$

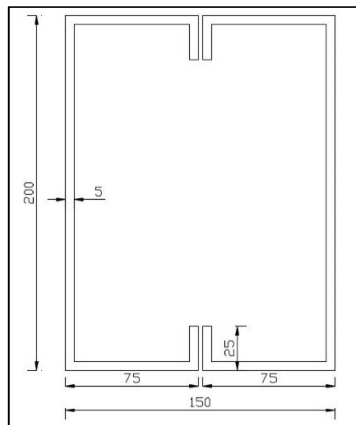


Figura 81: Sección de viga secundaria 200x150x25x5mm en Edificio Acero Estructural.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Con la sección de la viga secundaria anterior cumplía para los esfuerzos actuantes, solo se revisó la deflexión máxima del elemento.

Para la viga de 5.86m de longitud se tiene:

$$0.0165 \text{ m} \cong 0.0163 \text{ m} \quad \textbf{Cumple}$$

Como se analizó como tubo estructural cuadrado y en obra se colocará correas G en forma de caja lo cual tienen mayor resistencia cumplimos los requisitos anteriormente solicitados.

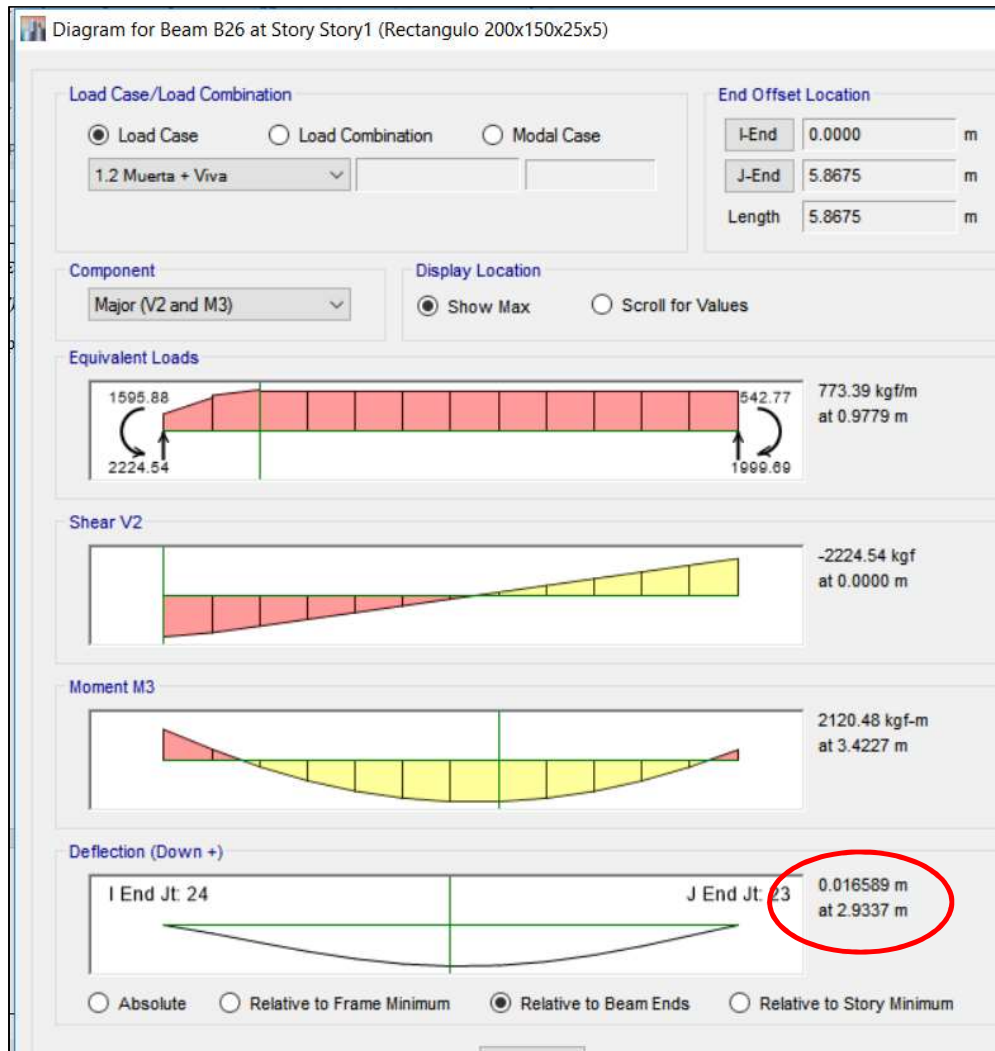


Figura 82: Deflexión máxima nueva de viga secundaria edificio de Acero Estructural, N=+11.09m.

Fuente: ETABS 2015

Para la viga de 4.47m de longitud se tiene:

$$0.009\text{m} < 0.0125\text{ m} \quad \text{Cumple}$$

5.3.3 Vigas de gradas.

Los esfuerzos máximos en estos elementos son:

$$M_u = -3.43 \text{ kN-m} = 349.64 \text{ kgf-m} \quad 1.2 \text{ D} + 1.6 \text{ L (Ajedrez Pórtico A)}$$

$$M_{u+} = 2.43 \text{ kN-m} = 247.70 \text{ kgf-m} \quad 1.2 \text{ D} + 1 \text{ L (Viva Todo) - Ex}$$

$$V_u = 5.44 \text{ kN} = 554.53 \text{ kg} \quad 1.2 \text{ D} + 1.6 \text{ L (Todo)}$$

La sección de la viga de gradas a colocarse en la edificación igual a la de las vigas secundarias:

$$h = d = 200 \text{ mm}$$

$$s = b_f = 50 \text{ mm}$$

$$g = t_w = 3 \text{ mm}$$

$$t = t_f = 3 \text{ mm}$$

$$s = 15 \text{ mm}$$

Entonces:

$$\phi M_n = 2631.00 \text{ kg-m} > 349.64 \text{ kg-m}$$

$$\phi V_n = 15657.00 \text{ kg} > 554.53 \text{ kg}$$

La sección es lo suficientemente resistente para los esfuerzos actuantes en gradas.

Para las vigas de amarre ubicadas en el nivel de piso tendrán una dimensión de 25x25cm y estarán conformadas por 3 ϕ 12mm superior e inferior en toda su longitud con estribos 1E10mm @ 15cm y estarán asentadas en una sección de 30x40cm de hormigón ciclópeo.

5.4 Revisión criterio viga débil - columna fuerte.

Respetando el criterio según la (NEC-SE-AC, 2015, 8.1.) la conexión viga-columna debe cumplir:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

Entonces:

$$\begin{aligned}\Sigma M_{pc} &= Z_c \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \frac{h_t}{h_t - \frac{d_b}{2}} + Z_c \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \frac{h_b}{h_b - \frac{d_b}{2}} \\ \Sigma M_{pc} &= 1.056 \times 10^3 - 3 \left(250000 - \frac{529.23}{0.01063} \right) \left\{ \frac{0.5 \times 3.24}{0.5 \times 3.24 - \frac{0.24}{2}} + \frac{0.5 \times 2.90}{0.5 \times 2.90 - \frac{0.24}{2}} \right\} \\ &= 458.84 \text{ kN} - m\end{aligned}$$

Según (NEC-SE-AC, 2015, 9.2) :

$$\Sigma M_{pv} = \sum (1.1 R_y F_y Z_v + M_{uv})$$

Como no existe sección reducida en las vigas, $M_{uv} = 0$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{pv} &= 2(1.3 \times 1.1 \times 250 \times 4.78 \times 10^3 - 4) = 0.17 \text{ MN} - m = 170.89 \text{ kN} - m \\ &= 17419.97 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned}\frac{458.84}{315.5} &\geq 1.0 \\ 1.34 &\geq 1.0 \text{ **Cumple**}\end{aligned}$$

Dónde:

M_{pc} Suma de momentos plásticos de las columnas que llegan a la conexión.

M_{pv} Suma de momentos plásticos de las vigas que llegan a la conexión.

h_t Longitud de la mitad de la columna nivel superior.

Z Módulo plástico del elemento.

h_b Longitud de la mitad de la columna nivel inferior.

F_y Esfuerzo mínimo del elemento.

R_y Factor de fluencia según (NEC-SE-AC, 2015, Tabla 1.)

5.5 Diseño de placa colaborante.

El diseño para la placa colaborante está en función del Manual Técnico de Placa Colaborante que nos brinda TUGALT, por lo cual se calculará el peso por metro cuadrado actuante en la losa y según el predimensionamiento anterior se verificará si cumple lo requerido.

Entonces:

Carga Muerta²: 3.624 kN/m²

Carga Viva³: 2 kN/ m²

Combinación desfavorable:

Carga Total: 1.4 Carga Muerta + 1.6 Carga Viva

Carga Total: $1.4 \times 3.624 \text{ kN/ m}^2 + 1.6 \times 2 \text{ kN/ m}^2 = 8.2736 \text{ kN/ m}^2 = 843.3843 \text{ kg/ m}^2$

ESPESOR PLACA COLABORANTE (ep) mm	ESPESOR DE LOSA (h) Cm	SOBRECARGA DE SERVICIO EN KG/M2 SEPARACION ENTRE APOYOS						
		1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20
0,65	5	2000	1750	1537	1363	1213	1081	969
	6	2331	2044	1800	1594	1419	1263	1131
	7	2500	2350	2069	1831	1634	1463	1306
	8	2500	2663	2344	2081	1850	1656	1488
	9	2500	2500	2500	2331	2081	1856	1669
	10	2500	2500	2500	2500	2313	2069	1856
	11	2500	2500	2500	2500	2500	2281	2050
	12	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2238

Figura 83: Máxima carga en los vanos, según el espesor de Placa Colaborante y del espesor de hormigón

Fuente: Manual Técnico de Placa Colaborante TUGALT.

Entonces:

$$843.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 1419 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Cumple}$$

Las separaciones de las vigas secundarias tendrán una separación máxima de 2 metros cada una para cumplir dicha solicitud de placa colaborante.

5.6 Diseño de placa Base para columnas.

Como la placa base será de la misma sección transversal de la columna que proviene

² Según la tabla 3 de este documento.

³ Según la tabla 4 de este documento.

de la zapata, para el cálculo de la misma se utilizará lo sugerido en “*Base Plate and Anchor Rod Design 1, second Edition*” del (American Institute of Steel Construction, 2006).

Se procede a calcular el área requerida por la carga axial.

$$A = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c} = \frac{53948.01}{0.65 \times 0.85 \times 210} = 464.96 \text{ cm}^2$$

Dónde:

P_u Carga axial en columna, p.114

$\phi_c=0.65$ Factor de reducción de resistencia del aplastamiento

Se revisará las dimensiones respectivas de la placa:

$$B = N = \sqrt{A} + \Delta$$

Para secciones HEB:

$$\Delta = \frac{0.95 h - 0.8 b_f}{2} = \frac{0.95 \times 24 \text{ cm} - 0.8 \times 24 \text{ cm}}{2} = 1.8 \text{ cm}$$

Entonces:

$$B = N = \sqrt{464.96} + 1.8 = 23.36 \text{ cm}$$

Dónde:

A Área concéntrica de apoyo de acero en el hormigón.

B Ancho placa.

N Longitud de placa.

Δ Coeficiente de dimensión de columna.

Se ocupará una placa de dimensiones B=N=35cm la misma dimensión que el área transversal del plinto que sale desde la zapata.

La resistencia requerida del hormigón:

$$\phi_c P_p = \phi_c f'_c A = 0.65 \times 0.85 \times 210 \times 1225 = 142130.63 \text{ kg} = 1394.30 \text{ kN}$$

$$1024.38 \text{ kN} > 529.23 \text{ kN} \text{ *Cumple*}$$

Se obtendrá el mayor valor de longitud crítica “l” de los siguientes:

$$m = \frac{N - 0.95 h}{2} = \frac{35 - 0.95 \times 24}{2} = 6.1$$

$$n = \frac{B - 0.80 b_f}{2} = \frac{35 - 0.8 \times 24}{2} = 7.9$$

$$\lambda_{nv} = \lambda \frac{\sqrt{h \times b_f}}{4} = 1 \frac{\sqrt{24 \times 24}}{4} = 6$$

Dónde:

- l Longitud crítica del voladizo de la placa.
- h Alto de la sección de la columna.
- b_f Ancho de la columna.

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}}$$

$$t_{min} = 7.9 \sqrt{\frac{2 \times 53948.01}{0.9 \times 2500 \times 35 \times 35}} = 1.56 \text{ cm}$$

Entonces la dimensión de la placa a utilizarse en las columnas de acero es:

B= 35 cm

N=35 cm

e= 2.00 cm

5.7 Diseño de pernos de anclaje para placas base de columnas.

Se determina las características del perno de anclaje:

- Grado de material: 36
- Tipo de perno de anclaje: A 325
- Forma de perno: Gancho 90°
- Características del perno: Hormigón con agregados liviano en plintos.
- Tipo de superficie: Clase A: Superficie de acero sin pintar, limpias con escamas de fábrica o superficies con baño clase A en acero limpiado en chorro de arena y galvanizada en caliente en superficies rugosas.

- Borde tipo: Térmico.
- Consideraciones: No consideramos el aplastamiento de perforaciones de perno de anclaje, el perno está incluido en el plano de corte y el Hormigón esta agrietado.
- $F_y = 5695.92 \text{ kg/cm}^2$
- $F_u = 7383.6 \text{ kg/cm}^2$

Se calcula la excentricidad con los valores especificados en la pag.113.

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{50.70 \text{ kN} \cdot \text{m}}{184.42 \text{ kN}} = 0.274 \text{ m} = 27.4 \text{ cm}$$

La excentricidad crítica es:

$$f_{p(\max)} = \phi_c 0.85 f'_c < 1.7 f'_c$$

$$f_{p(\max)} 116.025 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 357 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{\max} = f_{p(\max)} \times B = 116.02 \times 35 = 4061.75 \text{ kg/cm}$$

$$e_{\text{crit}} = \frac{N}{2} - \frac{P_u(\text{kg})}{2q_{\max}} = \frac{35}{2} - \frac{18799.18}{2 \times 4061.75} = 15.18 \text{ cm}$$

Una vez con estos datos preliminares se procede a el cálculo de la tensión del perno:

$$T_u = (q_{\max} \times Y) - P_u$$

Como $e > e_{\text{crit}}$:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{\max}}}$$

$$Y = \left(14 + \frac{35}{2}\right) \pm \sqrt{\left(14 + \frac{35}{2}\right)^2 - \frac{2 \times 18799.18 \times (27.4 + 14)}{4061.75}}$$

$$Y_+ = 56.18 \text{ cm}$$

$$Y_- = 6.82 \text{ cm}$$

Entonces:

$$T_u = (4061.75 \times 6.82) - 18799.18 = 8901.96 \text{ kg}$$

Dónde:

P_u Esfuerzo de compresión obtenida con las combinaciones de carga.

- q_{\max} Presión máxima entre hormigón y placa base en longitud.
 $f_{p(\max)}$ Presión máxima entre el hormigón y placa base.
 $\phi_c = 0.65$ Factor de resistencia en base al aplastamiento.
 Y Longitud de soporte por distribución uniforme.
 e Excentricidad equivalente.
 e_{crit} Excentricidad crítica.
 f Distancia desde el centro del eje del perno al centro de la placa base.

El diámetro nominal del perno de anclaje a usarse es: $3/4'' = 19.05 \text{ mm}$

La distancia al borde del perno viene dada según:

Tabla 24: Distancia mínima desde el centro del perno al borde.

Distancia Mínima al Borde [a], [mm], desde el Centro del Agujero Estándar [b] hasta el Borde de la Parte Conectada		
Diámetro Perno [mm]	En bordes Cizallados	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico [c]
12,70	2,22	1,91
15,88	2,86	2,22
19,05	3,18	2,54
22,23	3,81[d]	2,86
25,40	4,45[d]	3,18
28,58	5,08	3,81
31,75	5,72	4,13
Sobre 31,75	4,45*d	3,18*d
[a] Se permite utilizar distancias de borde menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la sección J3.10, de forma apropiada.		
[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados ver tabla J3.5		
[c] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 1/8 cuando el agujero esta en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento.		
[d] Se permite que estas sean 1 1/4 in en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte.		

Fuente: Norma AISI, Tabla J3.4.

Entonces según el diámetro del perno la distancia mínima es 2.54cm para bordes por corte térmico.

La separación mínima entre pernos de anclaje viene dada por:

$$S=3 D = 3 \times 1.905 = 5.72 \text{ cm}$$

A continuación, se calculará la resistencia de aplastamiento disponible de las perforaciones de perno:

$$L_c = \text{Distancia mínima} - \frac{D}{2}$$

$$L_c = 2.53 - \frac{1.905}{2} = 1.57 \text{ cm}$$

No se considera la deformación de la perforación del perno cuando se aplica las cargas de servicio.

$$R_u = \phi 1.5 L_c t F_u \leq \phi 3.0 D t F_u$$

$$R_u = 0.75 \times 1.5 \times 1.57 \times 2.0 \times 4077.98 \leq 0.75 \times 3.0 \times 1.905 \times 2.0 \times 4077.98$$

$$14405.46 \text{ kg} \leq 34958.48 \text{ **Cumple**}$$

Dónde:

t	espesor de la placa base.
Lc	Distancia libre de la carga entre el bode de la placa y el orificio.
D	Diámetro del perno de anclaje.
F _u	Resistencia a tracción del acero.
φ=0.75	factor de reducción por aplastamiento.

A continuación, calculamos la resistencia por tracción y corte tipo aplastamiento del perno de anclaje:

$$R_u = \phi F'_{nt} A_b$$

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi_v F_{nv}} f_v$$

$$f_v = \frac{V_u}{N r \times A_b} = \frac{2921.50}{4 \times 2.85} = 256.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Según la (American Institute of Steel Construction, 2010, Tabla J3.2):

$$F_{nt} = 6320 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nv} = 3800 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{nt} = 1.3 \times 6320 - \frac{6320}{0.75 \times 3800} 256.27 = 7874.86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Dónde:

A_b Área bruta del perno de anclaje.

$\phi_v = 0.75$ Factor de reducción por tracción y corte.

F_{nt} Tensión de tracción nominal.

F_{nv} Tensión de corte nominal.

F_v Tensión de corte requerida.

F'_{nt} Tensión de tracción modificada los cuales incluyen los efectos de corte.

Para el cálculo de los esfuerzos axiales y de corte se tiene:

$$f_{ta_u} = \frac{T_u}{Nr \times A_b} = \frac{8901.96}{4 \times 2.85} = 780.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Brazo de palanca: $(t + 1.25) \times 0.5 = 1.44 \text{ cm}$

$$M_I = \frac{V_u \times \text{Brazo de palanca}}{Nr} = \frac{2921.50 \times 1.44}{4} = 1051.74 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Z = \frac{D^3}{6} = \frac{1.905^3}{6} = 1.15$$

$$f_{tb} = \frac{M_I}{Z} = \frac{1051.74}{1.15} = 912.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Entonces:

$$f_t = f_{ta} + f_{tb} = 780.87 + 912.79 = 1693.66 \text{ kg/cm}^2$$

Se debe cumplir la siguiente relación:

$$f_t \leq \phi F'_{nt} = \phi \left[1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \right]$$

$$1693.66 \frac{kg}{cm^2} < 7874.86 \frac{kg}{cm^2} \text{ Cumple}$$

Dónde:

f_{ta} Esfuerzo por tracción.

f_{tb} Esfuerzo por corte.

M_I Momento producido por la cortante que soporta la placa base.

N_r Numero de pernos de anclaje.

D Diámetro del perno de anclaje.

Consecuente a esto se revisará la resistencia del hormigón por extracción según el método CCD (Concrete Capacity Design) detallado en (American Institute of Steel Construction, 2006, 3.2.2).

Como es un método iterativo se plantea una longitud de penetración en el hormigón de $h_{ef} = 20\text{cm}$.

Si $h_{ef} < 27.94\text{ cm}$

$$\phi N_{cbg} = \phi \times \psi_3 \times 24 \times \sqrt{f'_c} \times h_{ef}^{1.5} \times \frac{A_{NC}}{A_{NCO}}$$

Como $3.81 h_{ef} > 15.24\text{ cm}$

$$A_{NC} = [12 D + (N_r - 1) \times (3D)] \times (6D + 1.5 h_{ef})$$

$$A_{NC} = [12 \times 1.905 + (4 - 1) \times (3 \times 1.905)] \times (6 \times 1.905 + 1.5 \times 20) = 1657.41\text{ cm}^2$$

$$A_{NCO} = (6D + 1.5 \times h_{ef})^2 = (6 \times 1.905 + 1.5 \times 20)^2 = 1716.44\text{ cm}^2$$

Entonces:

$$\phi N_{cbg} = 0.7 \times 1.25 \times 24 \times \sqrt{210} \times 20^{1.5} \times \frac{1657.41}{1716.44} = 26283.01\text{ kg}$$

$$\phi N_p = 6894.57\text{ kg}$$

Como: $26283.01\text{ kg} > 6894.57\text{ kg}$, la longitud de 20cm para los 4 pernos de anclaje son suficientes.

Los tamaños de los agujeros serán según el diámetro del perno de anclaje y está definido en la tabla J3.3 del AISC.

Tabla 25: Diámetro del agujero según el perno de anclaje.

Diámetro del Perno [mm]	Agujero Estándar [Diámetro]
12,70	14,29
15,88	17,46
19,05	20,64
22,23	23,81
25,40	26,99
$\geq 28,8$	$d+1,59$

Fuente: Norma AISC, Tabla J3.3.

Entonces:

Se ocupará pernos de anclaje de 1.905cm de diámetro en las cuatro esquinas de la placa base con ganchos a 90 grados, el orificio del perno será de 20.64mm de diámetro para dicho perno, la longitud mínima desde el borde de la placa al centro del orificio es 2.54cm.

5.8 Diseño de conexiones soldadas.

Se revisarán las siguientes conexiones basadas en (American Welding Society, 2010) con soldadura de filete.

5.8.1 Conexión Soldada Viga – Columna.

Se utilizará el cateto mínimo de 6mm ya que la columna que sirve de base tiene 17mm de espesor en los patines esto expuesto según (American Welding Society, 2010, Tabla 2.1), los esfuerzos ocurridos en la conexión mayormente esforzada son:

$$M_u = -52.92 \text{ kN-m} = 6108.05 \text{ kg-m}$$

$$V_u = 43.47 \text{ kN} = 4431.19 \text{ kg}$$

Diseño de soldadura a momento:

Para la resistencia a momento en la unión de cada viga se revisará la compresión y tensión que genera el esfuerzo.

$$C = T = \frac{M}{d - t_f} \quad (\text{McCormac \& Csernak, 2013, pag. 552}).$$

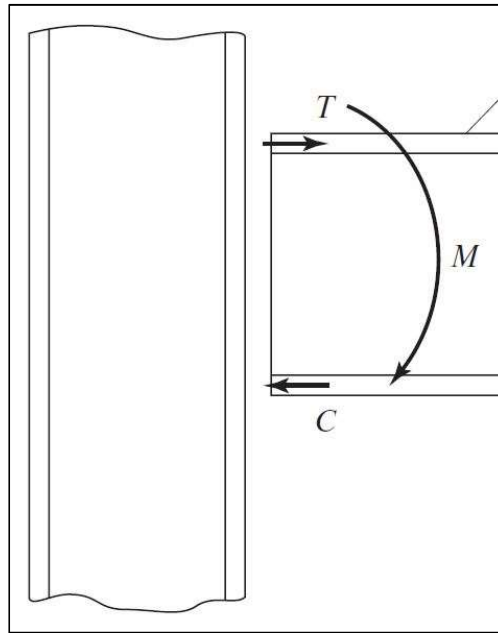


Figura 84: Esfuerzos de tensión y compresión ocasionado por momento en unión de viga-columna.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2013, pag. 552).

Entonces:

$$C_u = T_u = \frac{6108.05}{0.27 - 0.010} = 23520.58 \text{ kg}$$

El área de la soldadura requerida de ranura es:

$$A_{req} = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{23520.58}{0.9 \times 2548.41} = 10.25 \text{ cm}^2$$

El ancho requerido:

$$\text{Ancho requerido} = \frac{A_{req}}{t_f} = \frac{10.25}{1.02} = 10.04 \text{ cm}$$

$$10.04 < b_f = 13.5 \text{ cm}$$

Se ocupará soldadura de ranura de penetración completa con suelda E7018 en toda la base de la viga tanto superior como inferior.

Dónde:

C_u, T_u	Fuerzas de compresión y tensión respectivamente.
f_y	Esfuerzo de fluencia de la viga.
$\phi=0.9$	Coefficiente de reducción por tensión.
A_{req}	Área requerida de soldadura de ranura.
b_f, t_f	Dimensiones de viga.

Diseño de soldadura a corte:

La resistencia por longitud de la columna como metal base.

$$R_{uc} = \phi 0.6 F_y t$$

$$R_{uc} = 0.9 \times 0.6 \times 2548.41 \times 1 = 1376.14 \text{ kg/cm}$$

El valor de t viene dado por el espesor del alma Dónde también va soldadas las vigas.

La resistencia por longitud del metal de aportación es:

$$R_{us} = \phi 0.707 w F_w = 0.75 \times 0.707 \times 0.6 \times 4921.7 = 1565.84 \text{ kg/cm}$$

La resistencia por longitud disponible a corte será la mayor de:

$$R_u = \max(R_{uc}, R_{us}) = 1565.84 \text{ kg/cm}$$

La longitud a ocuparse será los dos lados del alma en su tercera parte:

$$L_d = 2 d = 2(8.3) = 16.6 \text{ cm}$$

$$R_u \times L_d = 1565.84 \times 16.6 = 25992.94 \text{ kg}$$

$$25992.94 \text{ kg} > 4431.19 \text{ kg}$$

Dónde:

R_{uc} Resistencia por longitud de material base.

R_{us} Resistencia por longitud de material de aportación.

F_w Resistencia del material de relleno según (American Welding Society, 2010,

Tabla 2.21)

W Espesor de soldadura de filete.

5.8.2 *Conexión soldada columna placa base.*

Para esta conexión solo se revisará para cortante.

Diseño de soldadura a corte:

La resistencia por longitud de la columna como metal base.

$$R_{uc} = \phi 0.6 F_y t$$

$$R_{uc} = 0.9 \times 0.6 \times 2548.41 \times 1.6 = 2201.83 \text{ kg/cm}$$

El valor de t viene dado por el espesor de la placa base.

La resistencia por longitud del metal de aportación es:

$$R_{us} = \phi 0.707 w F_w = 0.75 \times 0.707 \times 0.6 \times 4921.7 = 1565.84 \text{ kg/cm}$$

La resistencia disponible a corte será la mayor de:

$$R_u = \max(R_{uc}, R_{us}) = 2201.83 \text{ kg/cm}$$

La longitud a ocuparse será la mitad de todo el perímetro de la columna:

$$L_d = 2 d = 2(24) = 48 \text{ cm}$$

$$R_u \times L_d = 2201.83 \times 48 = 105687.84 \text{ kg}$$

La máxima cortante ocurrida en las columnas es: 2974.08 kg

$$105687.84 \text{ kg} > 2974.08 \text{ kg}$$

Dónde:

R_{uc} Resistencia por longitud de material base.

R_{us} Resistencia por longitud de material de aportación.

F_w Resistencia del material de relleno según (American Welding Society, 2010, Tabla 2.21)

W Espesor de soldadura de filete.

5.9 Diseño Zapatas Aisladas

Se realizará el diseño para la zapata aislada más cargada axialmente y con los momentos mayores respectivamente en los dos ejes.

Las combinaciones de carga que presentan los mayores esfuerzos son:

Tabla 26: Esfuerzos máximos para el diseño de zapatas en edificio de Acero Estructural.

Combinación	P_u (kg)	M_{ux} (kg-m)	M_{uy} (kg-m)
D + L (Todo)	41584.00	192.09	83.14
1.2 D + 1.6 L(Todo)	54272.17	274.90	94.39
1.2 D + 1 L (Ajedrez l losa) – E y	18154.75	4828.49	1023.95
1.2 D + 1 L (Ajedrez losa) – E x	19918.02	1170.44	5453.22

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Fuente: ETABS 2015

Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m
1Sismo x + 1 Viva todo + 1.2muerta Max	2974.08	657.92	19918.02	1170.44	5653.22
-1Sismo x + 1 Viva todo + 1.2muerta Max	2974.08	657.92	19918.02	1170.44	5653.22
1Sismo x + 1 Viva voladod + 1.2muerta Max	2974.08	657.92	19918.02	1170.44	5653.22
-1Sismo x + 1 Viva voladod + 1.2muerta Max	2974.08	657.92	19918.02	1170.44	5653.22

Figura 85: Máximos momentos en Y para el diseño de zapata.

Fuente: ETABS 2015

En la tabla 26 se tienen los mayores esfuerzos de carga axial, momentos en el sentido X y momentos en el sentido Y el cual se va a revisar cada una de estas para el cumplimiento de las zapatas.

Para el cálculo del área transversal se ocupó la carga nominal:

El cálculo del área de la zapata viene dado por:

$$A = P / q_a = 41584.00 / 3 = 13861.33 \text{ cm}^2$$

$$b = 1.35 \text{ m}$$

$$L = 1.35 \text{ m}$$

$$\text{Área nueva} = 18225 \text{ cm}^2$$

Las excentricidades se obtienen por:

$$e_x = M_y / P = 83.14 / 41584.0 = 0.20 \text{ cm}$$

$$e_y = M_x / P = 192 / 41584.0 = 0.47 \text{ cm}$$

Dónde:

P: Carga actuante.

q_a : 3 kg/ cm² tensión admisible del suelo. Ver Capítulo 3.6

Debe cumplir el criterio de excentricidad para que la carga este ubicada en el tercio medio de la cimentación:

$$e_x < b/6 \text{ entonces } 0.17 \text{ cm} < 135/6 = 22.5 \text{ **Cumple**}$$

$$e_y < L/6 \text{ entonces } 0.50 \text{ cm} < 135/6 = 22.5 \text{ **Cumple**}$$

Se calcula el esfuerzo máximo del suelo:

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L} \right] \quad (\text{Romo, 2008, p. 326})$$

$$q_{\max} = 2.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ **Cumple**}$$

La tensión ocurrida en las cuatro esquinas de las zapatas se verifica con:

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

(Romo, 2008, pag. 328)

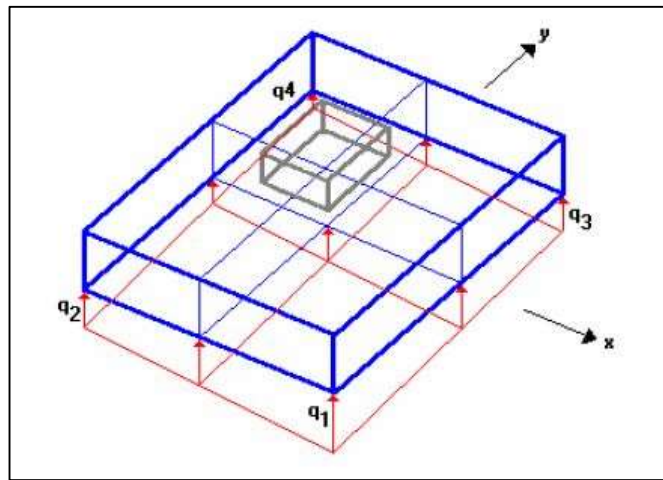


Figura 86: Tensiones en zapatas aisladas de edificio de Acero Estructural.

Fuente: (Romo, 2008, pag. 328)

$$q_1 = 2.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 2.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_3 = 2.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_4 = 2.21 \text{ kg/cm}^2$$

Todos estos valores son aceptables y cumplen la disposición.

Para el diseño a corte se utilizó los mayores esfuerzos axiales de carga ultima por las combinaciones mayoradas.

Las excentricidades se obtienen por:

$$e_x = M_y / P = 9439 \text{ kg-cm} / 54272.17 \text{ kg} = 0.17 \text{ cm}$$

$$e_y = M_x / P = 27490 \text{ kg-cm} / 54272.17 \text{ kg} = 0.51 \text{ cm}$$

$$q_{1,2} = \frac{P}{A} \left[1 \pm \frac{6ey}{B} \right]$$

Para el cálculo de las tensiones se revisó para la mayor excentricidad unidireccional:

$$q_1 = 3.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 2.91 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño a corte de zapata:

Para el cálculo de la altura requerida de la zapata:

Con semejanza de triángulos se obtiene el valor de los esfuerzos en el punto de aplicación d, que es Donde se producen la mayor cortante en la zapata.

$$\frac{3.04 - 2.91}{135} = \frac{h_1}{85 + d}$$

$$h_1 = 0.082 + 9.63^{10^{-4}} d$$

$$q_d = 0.082 + 9.63^{10^{-4}} d + 2.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_d = 2.99 \text{ kg/cm}^2 + 9.63^{10^{-4}} d$$

Se calcula el esfuerzo resultante del trapecio de la sección crítica mostrada en la figura 45 de este documento.

$$V_u = \left(\frac{2.99 \text{ kg/cm}^2 + 9.63^{10^{-4}} d + 3.04}{2} \right) \times (85 - d) \times 135$$

Entonces, debe cumplir con la condición para que resista a corte:

$$V_c > V_u / \phi A_u$$

Donde:

$V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$. Resistencia del hormigón

V_u : Cortante actuante.

ϕ : Coeficiente de corte, 0.75

A_u : Área crítica para corte.

$$7.68 = \frac{\left(\frac{2.99 \text{ kg/cm}^2 + 9.63^{10^{-4}} d + 3.04}{2} \right) \times (85 - d) \times 135}{0.75 \times 135 \times d}$$

Despejando d de la ecuación obtenemos:

$$d \approx 29.27 \text{ cm}$$

Se ocupará un d= 28cm para con los 7cm de recubrimiento por estar en contacto con el suelo la altura total de zapata sea 35 cm.

Para el cálculo del acero de flexión se revisó con la combinación de mayores momentos flectores.

Las excentricidades se obtienen por:

$$e_x = M_y / P = 545322 \text{ kg-cm} / 19918.02 \text{ kg} = 27.27 \text{ cm}$$

$$e_y = M_x / P = 117044 \text{ kg-cm} / 19919.02 \text{ kg} = 5.87 \text{ cm}$$

$$q_{1,2} = \frac{P}{A} \left[1 \pm \frac{6ey}{B} \right]$$

Para el cálculo de las tensiones se revisó para la mayor excentricidad unidireccional:

$$q_1 = 2.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 0.23 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño acero de refuerzo de zapata aislada:

Se calcula el esfuerzo que se genera debajo de la cara de la columna:

$$\frac{q_c}{85 \text{ cm}} = \frac{2.41 - 0.23 \text{ kg/cm}^2}{135 \text{ cm}}$$

$$q_c = 1.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_t = \frac{0.23 \text{ kg}}{\text{cm}^2} + 1.37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1.60 \text{ kg/cm}^2$$

El momento provocado por el área de trapecio:

$$M_u = \frac{1.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (50 \text{ cm})^2}{2} + \left(\frac{1.37 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * (50 \text{ cm})^2 * 0.5 * \frac{2}{3} \right) = 3141.66 \text{ kg} - \text{m}$$

El acero requerido se calcula:

$$A_s = 0.85 * \frac{f'_c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}}\right)$$

$$A_s = 3.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo requerido según (ACI-318S, 2014, 8.6.1.1):

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 35\text{cm} = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como el A_s requerido es menor que el mínimo, entonces el $A_s = A_{s \text{ min}} = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se ocupará para los dos ejes: $1\phi 14\text{mm} @ 20\text{cm} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{m}$

Las zapatas en las cuales se asienta las columnas de hormigón de 20x20cm del eje F serán de:

$$B = L = 110\text{cm}$$

$$h = 25$$

$$d = 18$$

$$1\phi 12\text{mm} @ 15\text{cm} = 7.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CAPÍTULO VI

6. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS Y ANÁLISIS COMPARATIVO

Una vez obtenido los esfuerzos y las dimensiones de los elementos portantes de cada una de las alternativas estructurales propuestas, se procede a realizar una comparación técnico-económica.

6.1 Esfuerzos y deformaciones.

Se detallarán en la siguiente tabla los esfuerzo y deformaciones ocurridas en las alternativas estructurales.

Tabla 27: Esfuerzos y deformaciones en las alternativas de Hormigón Armado y Acero Estructural.

DESCRIPCIÓN	HORMIGÓN ARMADO	ACERO ESTRUCTURAL
Peso Total Estructura (kg)	422582.44	249583.27
Cortante Basal Estático (kg)	51132.47	30199.61
Cortante Basal Dinámico (kg)	42282.45	25669.67
Deriva X	0.012	0.02
Deriva Y	0.015	0.014
Tiene refuerzo por desplazamientos laterales	Si	No
Numero de modos de vibración	12	12
Modo de vibración en el cual hay el 90% de la participación de la masa total de la estructura.	6	5
Momento máximo en columna (kg-m)	3216.61	5168.19
Carga Normal máxima en columna (kg)	57540.4	18799.18
Cortante máxima en columna (kg)	4647.42	2921.51
Momento positivo máximo en viga (kg)	3536.54	3653.41
Momento negativo máximo en viga (kg)	-3989.58	-5393.47
Cortante máximo en viga (kg)	9215	4791.02
Deflexión en vigas de mayor luz (m)	0.01	0.016
Dimensiones de zapatas (cm x cm)	145x145	135x135
Espesor de zapatas (cm)	40	35

Fuente: El presente trabajo de titulación.

El peso de la edificación de hormigón armado es mayor en un 69% a la de acero estructural, el peso de la edificación es directamente proporcional a las acciones de cortante basal y dinámica actuante en la edificación.

La acción sísmica en la edificación de hormigón armado provoca derivas que excedieron los máximos desplazamientos laterales lo cual se necesitó refuerzos con muros de corte para controlar dichos casos, por otro lado, las derivas en la edificación de acero estructural son admisibles y no se necesitan elementos para controlarlos.

Se evidencia que existen mayores momentos flectores en las columnas de acero estructural, los esfuerzos de cortante y normal son mayores en la edificación de hormigón armado por motivos de que a mayor peso de la estructura mayores son los esfuerzos antes nombrados.

La dimensión de la sección transversal de las zapatas nos demuestra que, el suelo en el cual se implanta la edificación es de buenas características físico-mecánicas, por acciones de peso que se transmiten a las zapatas, el espesor vario en 10 cm entre las dos alternativas estructurales.

6.2 Cantidades de obra y costo de las alternativas estructurales.

Se procede a realizar un presupuesto con los rubros principales que conforman las alternativas estructurales. Cada rubro esta detallado con la tabla salarial de enero del 2017, materiales requeridos para dicha disposición, equipos que se necesitan para realizar el mismo.

6.2.1 Propuesta en Hormigón Armado.

Los análisis de precios unitarios de cada rubro que costa en el presupuesto se encuentra en el anexo 2.

Tabla 28: Presupuesto general variante de Hormigón Armado

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	549423	Cerramiento provisional con tablero de plywood e= 12 mm, h= 2.44m	m	35	31.52	1103.2
2	501012	Replanteo y Nivelación de estructuras	m2	121.85	1.28	155.97
3	502004	Cubierta provisional de zinc, incluye estructura de madera	m2	32	24.31	777.92
4	504022	Excavación a máquina material sin clasificar con retroexcavadora 0-2m	m3	119.19	1.5	178.79
5	505016	Subrasante de piso conformación y compactación con equipo liviano	m2	100	1.88	188
6	527035	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f'c = 210 kg/cm2	m3	10.23	96	982.08
7	512036	Encofrado de madera recto (2 usos)	m2	597	9.31	5558.07
8	513004	Acero de refuerzo, cortado y figurado	Kg	22508	2.94	66173.52
9	507002	Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2 incluye aditivo acelerante	m3	20.1	127.71	2566.97
10	540216	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2, bombeado, para losa de piso	m3	2.28	146.52	334.07
11	527010	Replantillo de piedra e = 15 cm	m2	91	6.43	585.13
12	540040	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 bombeado para columnas	m3	19.47	144.5	2813.42
13	540023	Bloque hueco de hormigón alivianado de 40x20x15cm	u	3798	0.88	3342.24
14	513030	Malla electrosoldada R-283	m2	571	5.39	3077.69
15	540039	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 bombeado para losa y vigas	m3	92.24	143.14	13203.23
SUBTOTAL						101040.3
IVA					12.00%	12124.84
TOTAL						113165.14

Fuente: InterPRO 2010-Ofertas.

Son: CIENTO TRECE MIL CIENTO SESENTA Y CINCO CON 14/100 DÓLARES

6.2.2 Propuesta en Acero Estructural.

Los análisis de precios unitarios de cada rubro que consta en el presupuesto se encuentra en el anexo 3.

Tabla 29: Presupuesto general variante de Acero Estructural.

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	549423	Cerramiento provisional con tablero de plywood e= 12 mm, h= 2.44m	m	35	31.52	1103.2
2	501012	Replanteo y Nivelación de estructuras	m2	121.85	1.28	155.97
3	502004	Cubierta provisional de zinc, incluye estructura de madera	m2	32	24.31	777.92
4	504022	Excavación a máquina material sin clasificar con retroexcavadora 0-2m	m3	119.19	1.5	178.79
5	505016	Subrasante de piso conformación y compactación con equipo liviano	m2	100	1.88	188
6	527035	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f'c = 210 kg/cm2	m3	10.23	96	982.08
7	512036	Encofrado de madera recto (2 usos)	m2	109	9.31	1014.79
8	513004	Acero de refuerzo, cortado y figurado	Kg	1685	2.71	4566.35
9	507002	Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2 incluye aditivo acelerante	m3	19.25	127.71	2458.42
10	540216	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2, bombeado, para losa de piso	m3	2.83	146.52	414.65
11	513010	Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo mecánico	kg	31960.79	1.98	63282.36
12	540012	Placa colaborante de acero galvanizado e=0.65mm para losa incluye conectores, suministro y colocación	m2	462.57	12.57	5814.5
13	540234	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2, bombeado, para losa	m3	41.72	143.14	4840.77
14	513030	Malla electrosoldada R-283	m2	571	5.39	3077.69
SUBTOTAL						88855.49
IVA					12.00%	10662.66
TOTAL						99518.15

Fuente: InterPRO 2010-Ofertas.

Son: NOVENTA Y NUEVE MIL QUINIENTOS DIECIOCHO CON 15/100 DÓLARES

De las tablas 28 y 29 se obtienen los datos costo de obra total de cada una de las alternativas estructurales.

Tabla 30: Datos de costos de variantes propuestas.

Variante	Área de Construcción (m ²)	Presupuesto (Dólares)	Costo por m ² (Presupuesto/Área)
Hormigón Armado	455.2	113165.14	248.61
Acero Estructural	455.2	99518.15	218.63

Fuente: InterPRO 2010-Ofertas.

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Se calcula cual es el incremento según los resultados:

$$\% \text{ Incremento} = \frac{\text{Variante Hormigon Armado}}{\text{Variante Acero Estructural}} = \frac{113165.14}{99518.15} = 1.14\%$$

De los datos se obtiene que la edificación de hormigón armado tiene un costo mayor al de acero estructural en un 14%, por otra parte, no se analizará los tiempos de ejecución de obra de las alternativas estructurales ya que ese no abarca en el alcance del presente trabajo para su análisis comparativo. Pero por criterio constructivo el sistema de acero estructural es más rápido en montaje y colocación el cual reduce el tiempo de construcción dando beneficios a sus propietarios.

6.3 Análisis comparativo entre las variantes de Hormigón Armado y Acero Estructural.

Identificadas los resultados de cada una de las alternativas estructurales tanto técnico como económicos se presenta un análisis comparativo para escoger la opción más viable.

Tabla 31: Tabla comparativa entre alternativas de Hormigón Armado y Acero Estructural.

Parámetro	Hormigón Armado	Acero Estructural
Peso Muerto Edificación.	422582.44 kg	249583.27 kg
Resistencia	<ul style="list-style-type: none"> • Para el Hormigón la resistencia depende de un tiempo para conseguir lo solicitado. 	<ul style="list-style-type: none"> • Las características físico-mecánicas de los elementos vienen desde fábrica.
Efecto Sísmico	<ul style="list-style-type: none"> • Necesita muros de corte para cumplir con los requisitos de derivas máximas. • Cortante Basal Estático: 51132.47 kg • Cortante Basal Dinámico: 42282.45 kg • Deriva X: 0.012 • Deriva Y: 0.015 	<ul style="list-style-type: none"> • Debido a los elementos livianos de la estructura se obtiene derivas aceptables. • Cortante Basal Estático: 30199.61 kg • Cortante Basal Dinámico: 25699.67 kg • Deriva X: 0.020 • Deriva Y: 0.014
Mano de obra	<ul style="list-style-type: none"> • No se necesita mano de obra certificada por el ACI. • Se requiere mano de obra calificada en obras semejantes. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se necesita mano de obra calificada con certificación por AWS, es accesible en nuestro medio.

<p>Materiales necesarios</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Los materiales para la elaboración del hormigón son de fácil adquisición ya que existe en el mercado del sector, para el almacenamiento del mismo se pedirá según se necesite. 	<ul style="list-style-type: none"> • Los materiales de acero estructural en su mayoría se necesitan realizar con previo pedido y mandar a fabricarlos si es el caso, para el almacenamiento del mismo se puede utilizar en bodegas del lugar.
<p>Maquinaria necesaria</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Fácil disponibilidad del equipo para el vaciado y bombeado del hormigón su costo de alquiler es menor al requerido por la variante de acero estructural. 	<ul style="list-style-type: none"> • En nuestro medio no es muy común encontrar grúas para el montaje de los elementos de acero estructural lo cual eleva el costo de alquiler.
<p>Mantenimiento</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Se debe realizar mantenimientos periódicos en control de fisuras o posibles grietas en el caso de acciones sísmicas en los elementos portantes. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se debe realizar mantenimientos periódicos en control de corrosión en los elementos portantes de la edificación.
<p>Presupuesto general</p>	<p>113165.14</p>	<p>99518.15</p>

Elaborado: Danilo Molina M., (2017).

Para la respectiva selección de la edificación más viable técnica y económicamente se revisó la tabla 31 y se determinó que, la edificación de **ACERO ESTRUCTURAL** es la mejor opción por las siguientes razones:

- En la actualidad es accesible la mano de obra calificada y certificada para la construcción de la edificación, el costo de mano de obra calificada es mayor a la de hormigón armado, pero se compensa con el menor tiempo de construcción.
- Por una parte, la adquisición de los materiales de acero estructural es en cierta parte más demorada ya que no se tiene en stock inmediatamente, se debe planificar con anticipación para la elaboración de los elementos y así una vez adquiridos almacenarlos en bodega, la adquisición de los elementos estructurales de la edificación una vez obtenidos se puede avanzar con mucha rapidez.
- Económicamente la opción de acero estructural es \$13646.99 dólares menos a la de hormigón armado, constructivamente la opción de acero estructural el montaje de los elementos con la maquinaria y la mano de obra in situ se realizaría en menor tiempo que la de hormigón.

6.4 Conclusiones y recomendaciones.

6.4.1 Conclusiones

- Los esfuerzos generados por las combinaciones que incluyan líneas de influencia en la estructura son mayores que cargando en su totalidad la estructura.
- El porcentaje de incremento en las combinaciones básicas para la determinación de las deflexiones actuantes en los elementos brinda mayor seguridad estructural con el fin de evitar posibles fisuras en elementos no estructurales adyacentes a las mismas.
- El análisis estructural nos determinó principalmente una diferencia de casi la mitad en valores de cortante basales entre la variante de acero estructural con la de hormigón armado debiendo esto que la función es directa con su aceleración y esta al mismo tiempo del peso de la estructura.
- Debido a la geometría irregular de la estructura y los voladizos de gran dimensión se determinó que, el elevado peso de la variante en hormigón armado produjo derivas de 0.025 siendo estas no aceptables por el código vigente, por este motivo para controlar dichos desplazamientos se implementó de manera demostrativa muros de corte generando nuevas derivas de 0.015 siendo estas aceptables.
- Para la edificación de hormigón armado se determinó que, para los esfuerzos de corte debido a las acciones sísmicas no se necesita refuerzos.
- El diseño de los muros de cortante y su cimentación no está previsto en el alcance del presente trabajo, sin embargo, se ha realizado un cálculo general para determinar el refuerzo necesario para asumir los esfuerzos.
- Las secciones para los elementos de Acero Estructural de la superestructura han sido establecidas en función del control de derivas previstas en la norma, lo cual hace que los esfuerzos que experimentan sean relativamente menores a la capacidad de la sección.
- Con el propósito de complementar el criterio de cuál de las alternativas es más favorable desde el punto de vista técnico-económico se analizaron solo los precios unitarios de los elementos principales de la superestructura en las dos alternativas.

- El tiempo de ejecución de las estructuras constructivamente por el tipo de material y la facilidad de montaje del acero estructural genera que se reduzca el tiempo en comparación de la variante de hormigón armado, y el costo de la variante en acero estructural es menor en comparación con la de hormigón armado.
- Técnicamente y económicamente la solución más favorable es la de Acero Estructural.

6.4.2 Recomendaciones

- Se recomienda sujetarse a las normas y códigos de diseño y construcción correspondientes a la variante estructural elegida.
- Se recomienda la utilización de las líneas de influencia en los pórticos principales que conformen las edificaciones con el fin de determinar los mayores esfuerzos obtenidos en el edificio.
- Se recomienda una revisión de los códigos en nuestro país ya que castigan a las edificaciones con factores elevados lo cual incrementa el costo de las mismas.
- Realizar una extensión del trabajo de titulación en el que incluya el cálculo a detalle de los muros de cortante, zapatas de lindero o medianeras y zapatas para muros de corte.
- Se recomienda generar una ampliación a la tesis con un debido análisis de cronograma valorado y así determinar con exactitud los tiempos de ejecución de cada una de las variantes propuestas.

Bibliografía

ASTM A572 / A572M-15, Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, www.astm.org

ASTM A1011 / A1011M-15, Standard Specification for Steel, Sheet and Strip, Hot-Rolled, Carbon, Structural, High-Strength Low-Alloy, High-Strength Low-Alloy with Improved Formability, and Ultra-High Strength, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, www.astm.org

ACI-318M. (2008). *American Concrete Institute 318M-08*.

ACI-318S. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318S-14) and Commentary (ACI 318SR-14)*. ACI 318-14.

ACI 352 RS-02. (2010). *Recomendaciones para el Diseño de Conexiones de Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado*.

American Institute of Steel Construction. (2006). *Base Plate and Anchor Rod Design I* (Second).

American Institute of Steel Construction. (2010). *ANSI/AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. [https://doi.org/111](https://doi.org/10.1111)

American Welding Society. (2010). AWS D1.1/D1.1M: Structural Welding Code - Stainless Steel. *Committee on Structural Welding*.

ASCE/SEI, 7-10. (2010). *ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. <https://doi.org/10.1061/9780784412916>

ASTM A36 / A36M - 14. (2014). *Standard Specification for Carbon Structural Steel*. (W. Conshohocken, Ed.). PA: 2014. https://doi.org/10.1520/A0036_A0036M-14

ASTM A653 / A653M-15e1. (2015). *Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc-Iron Alloy-Coated (Galvannealed) by the Hot-Dip Process*. (West Conshohocken, Ed.). PA: 2015. https://doi.org/10.1520/A0653_A0653M-15E01

ASTM A 706. (2001). *Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement*.

- BOWLES, J. E. (1993). *Diseño de Acero Estructural*. (S. A. de C. V. EDITORIAL LIMUSA, Ed.) (4th ed.). Mexico: 1993.
- INEN. (2000a). *NTE 2230* (1st ed.). Quito.
- INEN. (2000b). *NTE 2232* (1st ed.). Quito.
- INEN. (2015). *NTE 1623*. Quito.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de Concreto Rezorzado*. (ALFAOMEGA GRUPO EDITOR. S.A. de C.V., Ed.) (8th ed.). Mexico: 2011.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. (ALFAOMEGA GRUPO EDITOR S.A, Ed.) (5th ed.).
- NEC-SE-AC. (2015). *NEC-SE-AC: Estructuras de Acero*. (Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, Ed.). 2014.
- NEC-SE-CG. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas no sismicas*. (M. Dirección de Comunicación Social, Ed.). 2014.
- NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sismico*. (M. Dirección de Comunicación Social, Ed.). 2014.
- NEC-SE-HM. (2015). *NEC-SE-HM: Estructuras de hormigón armado*. (M. Dirección de Comunicación Social, Ed.). 2014.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC*. (2015). *ACI Structural Journal*.
- NTE INEN 2167. (2015). *VARILLAS DE ACERO CON RESALTES, LAMINADAS EN CALIENTE, SOLDABLES, MICROALEADAS O TERMOTRATADAS, PARA HORMIGÓN ARMADO. REQUISITOS*.
- NTE INEN 2397, N. T. E. (2015). *PLACA COLABORANTE DE ACERO. REQUISITOS Y METODOS DE ENSAYO*.
- Romo, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Quito.
- SGR, S. de gestion de R., MIDUVI, M. de D. U. y V., PNUD, P. de las N. U. para el D., & ECHO, O. de A. H. y P. C. de la C. E. (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero estructural de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. (Imprenta-Activa, Ed.) (1st ed.). Quito: septiembre 2016.

SGR, S. de gestion de R., MIDUVI, M. de D. U. y V., PNUD, P. de las N. U. para el D., & ECHO, O. de A. H. y P. C. de la C. E. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. (Imprenta-Activa, Ed.) (1st ed.). Quito: septiembre 2016.

SNiP 52-01-2003. (2011). *Estructuras de Hormigón y Hormigón Armado*.

Anexos

Anexo 1: Estudio de mecánica de suelos.



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA EL TERRENO DEL ING. DAVID CAJAMARCA

CONTENIDO

1	ANTECEDENTES	1
2	OBJETIVOS	1
3	UBICACIÓN	1
4	METODOLOGÍA.....	2
5	GEOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO	2
6	CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN DE CAMPO Y DE LABORATORIO	4
6.1	PERFILES ESTRATIGRÁFICOS Y ENSAYOS DE LABORATORIO	4
6.2	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	6
7	ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA.....	7
7.1	INTRODUCCIÓN A LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	7
7.2	ANÁLISIS PARA DETERMINAR LOS ASENTAMIENTOS	10
8	RESULTADOS	12
8.1	OBTENCION DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.....	12
8.1.1	OBTENCION DE LA CAPACIDAD – CALICATA 1	12
8.2	OBTENCION DE LOS ASENTAMIENTOS	13
8.2.1	OBTENCION DEL ASENTAMIENTO– CALICATA 1	13
9	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	14
10	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	15

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Resumen de resultados - Ensayos de Laboratorio	5
Tabla 2. Parámetros elásticos de varios suelos	6
Tabla 3. Parámetros geotécnicos del suelo de cimentación.....	7
Tabla 4. Coeficientes de Capacidad de Carga	9
Tabla 5. Resultados de la Capacidad de Carga Admisible – Zapatas Aisladas de 1.5 m de ancho.....	13



LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de la Zona de Estudio.....	2
Figura 2. Mapa geológico de la Zona de Estudio	3
Figura 3. Fuerzas y Momentos que actúan sobre un cimiento	7
Figura 4. Esquema para asentamientos elásticos bajo carga distribuida en una sección circular. ...	11
Figura 5. Capacidad de Carga mediante LoadCap- Zapata aislada.....	12
Figura 6. Resultados de la Capacidad de Carga con 1.50 m de desplante – Zapata Aislada	12
Figura 7. Modelización de una zapata aislada de 1.5 x 1.5m con una profundidad de desplante de 1.50 m. Asentamiento Vertical Máximo = 1.35 cm	13

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A: Ensayos de Laboratorio



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA EL TERRENO DEL ING. DAVID CAJAMARCA

1 ANTECEDENTES

El estudio de suelos tiene como objetivo el analizar las solicitaciones que se han de generar por la construcción de un edificio en el terreno del Ing. David Cajamarca; de tal forma proponer criterios técnicos que aseguren el adecuado funcionamiento de la obra a ejecutarse.

Para ello es necesario determinar previamente las principales propiedades de los materiales, por lo que mediante sondeos de campo como excavaciones a cielo abierto (calicata), cuyas muestras son analizadas en laboratorio se determinan los parámetros geomecánicos. Entre los ensayos de laboratorio realizados para la caracterización de los materiales se encuentran: análisis granulométrico, límites y un ensayo de corte directo.

El presente estudio permitirá analizar las condiciones de capacidad de carga del suelo sobre el que se construirán las respectivas obras de ingeniería, como además determinar los asentamientos permisibles a los que estará sujeta la zona de estudio bajo la carga impuesta por la estructura. El proyecto se ubica en la provincia del Azuay, cantón Cuenca, parroquia Yanuncay.

En el presente informe se muestran los resultados, conclusiones y recomendaciones obtenidas a partir del estudio de mecánica de suelos.

2 OBJETIVOS

- Determinar los parámetros geotécnicos del suelo mediante prospecciones realizadas in situ.
- Analizar la capacidad portante del suelo en el que se han llevado a cabo las obras pertinentes.
- Calcular los asentamientos a los que está sometido el suelo de estudio bajo la actuación de cargas.
- Emitir las conclusiones y recomendaciones que garanticen el adecuado funcionamiento y serviciabilidad del proyecto.

3 UBICACIÓN

La zona de estudio se encuentra ubicada en la parte sur de la República del Ecuador, en la provincia de Azuay, en el cantón Cuenca, sector de la Av. Don Bosco en la coordenada UTM (WGS84) 720522.19 E, 9677579.26 N, como se muestra en la Figura 1.

4 METODOLOGÍA

La presente investigación se ha realizado en base a trabajos de campo y escritorio, cuyo procedimiento se detalla continuación:

- A. Descripción de la Geología presente en la Zona de Estudio mediante data en ArcGis.
- B. Geotecnia: Se desarrolla el análisis de los datos obtenidos tanto en campo como en laboratorio, determinando las características del suelo para lo que se presenta su estratigrafía y se realiza una interpretación geotécnica.
- C. Determinación de la Capacidad de Carga y de los asentamientos del suelo en estudio, de manera que permita establecer las conclusiones y recomendaciones que garanticen el adecuado comportamiento del sistema proyectado.

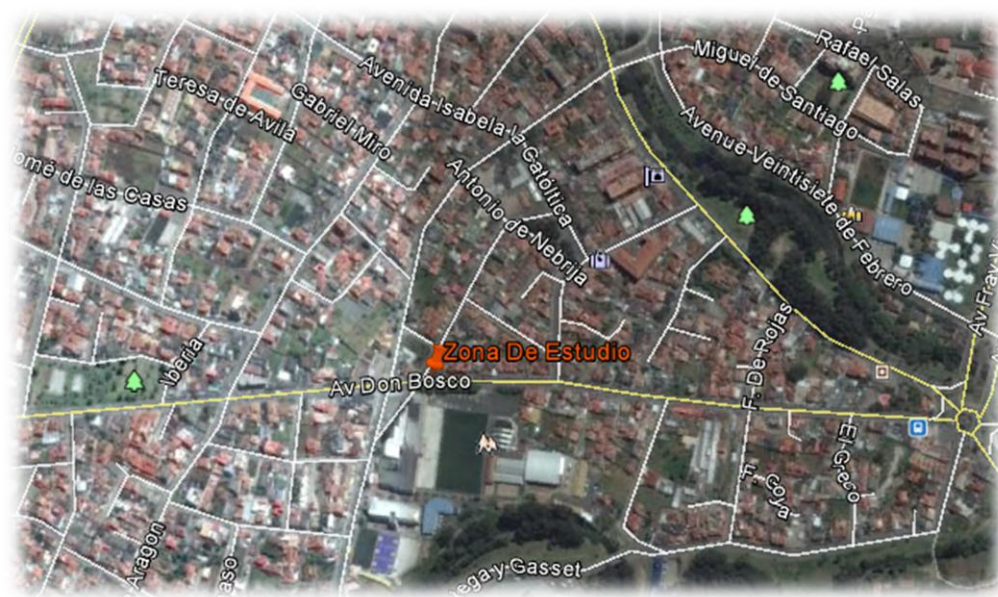


Figura 1. Ubicación de la Zona de Estudio

5 GEOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO

El área de estudio se encuentra ubicada dentro de **Depósitos Aluviales** (ver Figura 2).

Depósitos Aluviales: Está compuesto por bloques, gravas y arenas limosas en diferentes porcentajes y composición, sus formas van de redondeadas a subangulares según la dinámica y morfología del curso fluvial (PRECUPA, 1998).

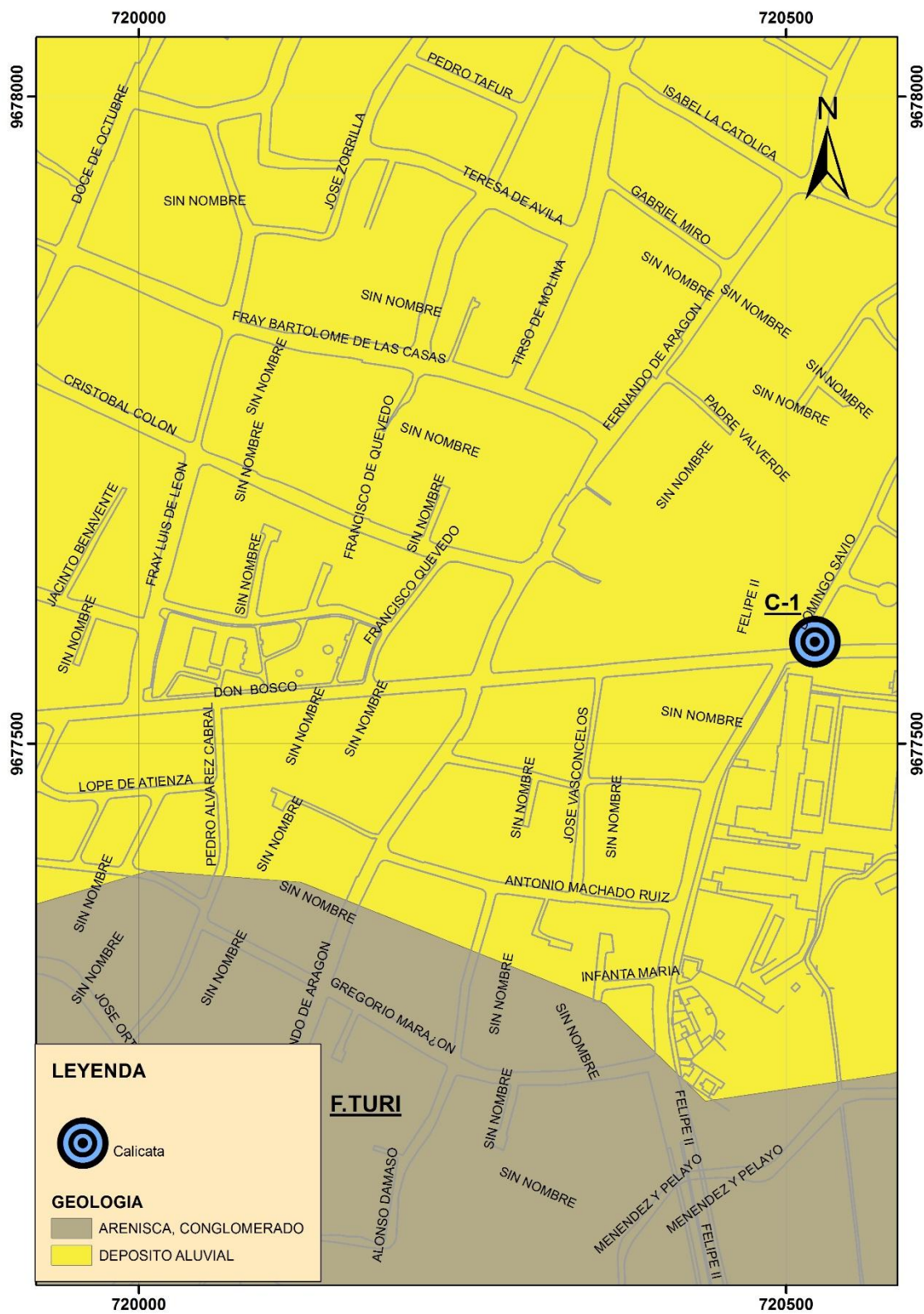


Figura 2. Mapa geológico de la Zona de Estudio



6 CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN DE CAMPO Y DE LABORATORIO

El propósito fundamental de la investigación geotécnica es definir las condiciones físicas y características geomecánicas del subsuelo en la zona de estudio por medio de ensayos in – situ y ensayos de laboratorio mediante la obtención de muestras. La campaña de exploración realizada como parte del estudio geotécnico para el análisis de las infraestructuras incluye la ejecución de una calicata, de la que se ha obtenido una muestra para ser analizada en laboratorio con el objeto de clasificar y caracterizar los materiales, y de esta forma proceder a determinar la capacidad portante del terreno. La profundidad de la excavación fue de 2.00 m.

6.1 PERFILES ESTRATIGRÁFICOS Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio nos darán los parámetros mecánicos del suelo de la zona de estudio. Las propiedades del suelo se pueden obtener a través de pruebas de laboratorio como:

- Contenido de humedad natural (ASTM D2216).
- Plasticidad a través de los Límites de Atterberg: límite líquido (ASTM 423-66) y límite plástico (ASTM 424-59).
- Distribución granulométrica (ASTM D422-63).
- Ensayo de Corte Directo (ASTM D 3080-72)

A continuación se presentan los perfiles estratigráficos para los sondeos realizados. En la Tabla 1 se presenta un resumen de los ensayos de laboratorio realizados; de donde los ensayos en su totalidad se presentan en el respectivo Anexo A: Ensayos de Laboratorio.

**CALICATA 1**

SECTOR: **AV. DON BOSCO**
 FECHA DE EXPLORACIÓN: 08 de febrero de 2017
 COORDENADAS WGS84: 720522,19 E / 9677579,26 N

ESQUEMA	DESCRIPCIÓN	% PASA TAMIZ 200	% wnat	% LL	% LP	% IP	γ gr/cm ³	COHESIÓN (kPa)	ÁNGULO DE FRICCIÓN (ϕ°)
0,1	Capa Vegetal								
0,2									
0,3	Material de Relleno								
0,4									
0,5									
0,6	Grava bien graduada con limo y arena ,Espesor del Estrato = 1,5 m	9,2	21,88	34,96	24,86	10,1	1,85	11,77	28,86
0,7									
0,8									
0,9									
1									
1,1									
1,2									
1,3									
1,4									
1,5									
1,6									
1,7									
1,8									
1,9									
2									

**FOTO 1****FOTO 2**

SONDEO N°	% PASA TAMIZ 200	% wnat	% LL	% LP	% IP	SUCS	ASSHTO	γ g/cm ³	c (kg/cm ²)	ϕ°
C-1	9,2	21,88	34,96	24,86	10,1	GW-GM	A-2-6 (0)	1,85	0,12	28,86

Tabla 1. Resumen de resultados - Ensayos de Laboratorio

Mediante la investigación de campo ejecutada se han podido caracterizar los materiales que yacen en la zona de estudio, clasificándose como grava bien graduada con limo y arena; dicho geomaterial tiene un porcentaje de filler de 9.20 %, porcentaje de arenas de 30%, un porcentaje de gravas de 61% y un IP de 10.1%.

6.2 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

- Para la determinación de la capacidad portante, a través de los ensayos de corte directo se han obtenido los parámetros geotécnicos tanto del ángulo de fricción como de la cohesión.
- Para la determinación de los asentamientos producidos por la carga de la estructura se tiene lo siguiente:

El módulo de Poisson, tanto para suelos granulares como cohesivos, se ha calculado con la siguiente expresión:

$$u = \frac{k_0}{(1 + k_0)}$$

En donde u: Coeficiente de Poisson.

k_0 :

$$\text{Si } IP < 40, \quad k_0 = 0.4 + 0.004IP$$

$$\text{Si } IP \geq 40, \quad k_0 = 0.68 + 0.001 (IP - 40)$$

La determinación del módulo de elasticidad (E) del suelo se la hace utilizando la relación entre el módulo cortante (G) y el coeficiente de Poisson (μ) que viene expresada por la siguiente ecuación $G=E/2(1+\mu)$ (Wuflsohn & Adams, 2002). El módulo cortante se obtiene mediante el ensayo de corte directo, siendo el valor de la pendiente de la curva esfuerzo – deformación cortante del suelo. En la Tabla 2, se presentan parámetros elásticos de varios suelos (módulo elástico y relación de Poisson).

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s (MN/m ²)	Razón de Poisson, μ_s
Arena suelta	10–25	0.20–0.40
Arena de compacidad media	15–30	0.25–0.40
Arena densa	35–55	0.30–0.45
Arena limosa	10–20	0.20–0.40
Arena y grava	70–170	0.15–0.35
Arcilla blanda	4–20	
Arcilla media	20–40	0.20–0.50
Arcilla dura	40–100	

Tabla 2. Parámetros elásticos de varios suelos

Un resumen de los parámetros obtenidos se presenta a continuación en la tabla 3 para determinar la capacidad portante:

SONDEO N°	% IP	SUCS	γ g/cm ³	c (kg/cm ²)	ϕ °	Módulo de Corte kPa	Módulo de Elasticidad kPa
C-1	10,1	GW-GM	1,85	0,12	28,86	7834,83	7899,280

Tabla 3. Parámetros geotécnicos del suelo de cimentación

7 ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA

7.1 INTRODUCCIÓN A LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES

La función de los cimientos es la de transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa, y por este motivo es necesario evaluar la capacidad de carga del suelo a través de los parámetros geo mecánicos que son relacionados con métodos propuestos por diferentes autores para el análisis de cimentaciones superficiales que son las que se estudian para el presente trabajo.

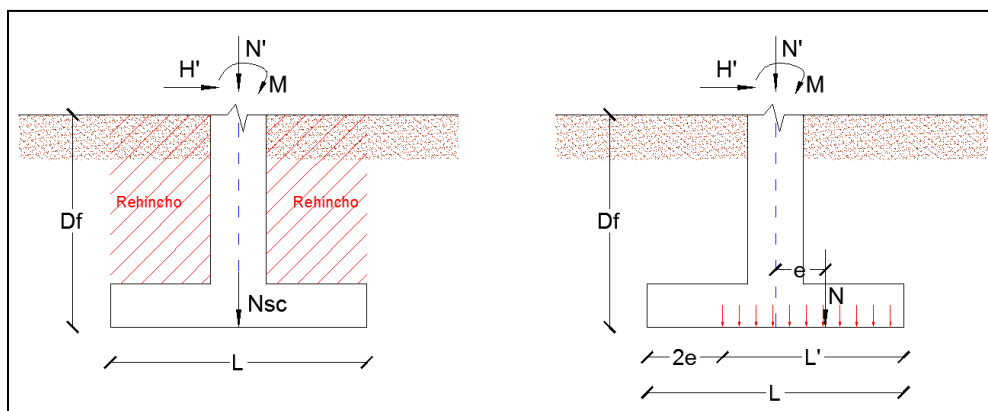


Figura 3. Fuerzas y Momentos que actúan sobre un cimiento

Mediante la Figura 3 es posible definir las variables relacionadas a las fuerzas y momentos que actúan sobre el cimiento (zapata):

- N' = carga o fuerza vertical que llega de la estructura
- H' = carga o fuerza horizontal
- M = momento en la dirección del lado mayor
- N_{sc} = Peso del cimiento + Peso del Rehíncho
- $N = N_{sc} + N'$
- L = Lado mayor de la zapata
- E = excentricidad
- D_f = Profundidad de desplante

El conjunto de fuerzas y momentos actuantes sobre la cimentación pueden ser trasladados al centro de gravedad al nivel de solera, con esto se calcula la excentricidad

$$e = \frac{M}{N}$$

Usando el procedimiento sugerido por Meyerhof (1953) denominado Método del Área Efectiva, el cual considera una distribución de presiones verticales lineal como se indica en la Figura 3 originada por la carga N del lado efectivo L' y excentricidad " e " donde $L'=L-2e$.

Con esto se realiza una comparación entre el ancho del cimiento (B) y la longitud efectiva (L'), de donde para el caso en que $L' < B$, se define una nueva variable conocida como ancho efectivo o equivalente del cimiento (B^*) la que sería igual a L' y $L=B$. Por otro lado, si $L' \geq B$, $B^*=B$ y $L=L'$

Para determinar la capacidad de carga del terreno se pueden aplicar varios métodos, de entre los cuales, los más conocidos son los de Vesic, Hansen, Terzaghi, y Meyerhof. A continuación se presenta la fórmula más frecuente para verificar la seguridad propuesta por Brinch-Hansen (1970), aunque de ella existen distintas versiones que difieren en algunos detalles sobre el procedimiento de obtención de algunos parámetros.

$$q_u = q \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q + c \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma$$

En este caso como se trata de material granular la formula se reduce:

$$q_u = q \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dónde:

q = sobrecarga de tierras a la profundidad de la cimentación.

c = cohesión del terreno.

γ = peso específico del suelo.

B^* = ancho equivalente de la cimentación.

N_q, N_c, N_γ = coeficientes de capacidad de carga.

S_q, S_c, S_γ = coeficientes de forma.

i_q, i_c, i_γ = coeficientes de inclinación de carga.

Coeficientes de capacidad de carga:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \times e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}$$

$$N_\gamma = 1.5 \times (N_q - 1) \times \tan \phi$$

Coeficientes de Forma:

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_c = S_q$$

El valor de B sería la del ancho equivalente y la de L la longitud efectiva.



$$S_y = 1 - 0.4 \times \left(\frac{B}{L}\right)$$

Coefficientes de Inclinación:

$$i_q = (1 - 0.7 \times \operatorname{tg} \delta)^3$$

$$i_c = \frac{i_q \times N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_y = (1 - \operatorname{tg} \delta)^3 \text{ para } \phi = 0$$

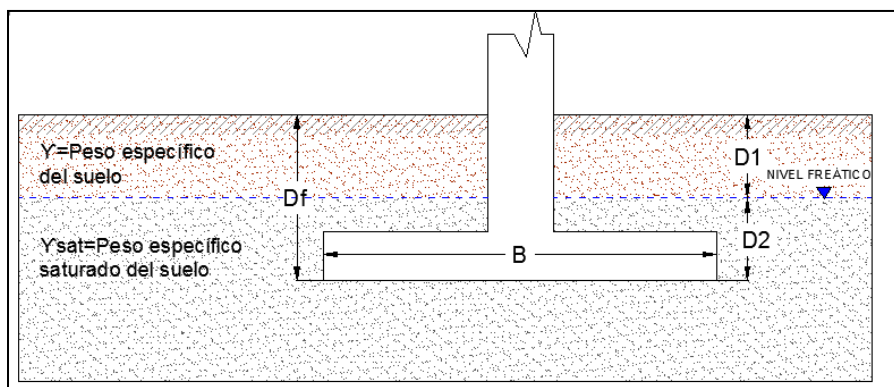
$$i_y = \frac{\operatorname{tg} \delta}{1 + \frac{B \times L \times c}{V \times \operatorname{tg} \phi}} \text{ para suelos con cohesión}$$

δ = ángulo de desviación de la carga respecto a la vertical

ϕ	N_q	N_c	N_γ
20	6,399	14,834	2,948
21	7,070	15,814	3,495
22	7,821	16,882	4,134
23	8,661	18,047	4,878
24	9,603	19,322	5,745
25	10,661	20,719	6,758
26	11,853	22,253	7,940
27	13,198	23,940	9,323
28	14,719	25,801	10,941
29	16,442	27,858	12,839
30	18,399	30,137	15,068
31	20,629	32,668	17,691
32	23,174	35,486	20,784
33	26,089	38,634	24,439
34	29,436	42,159	28,771
35	33,292	46,118	33,916
36	37,748	50,579	40,048
37	42,914	55,622	47,376
38	48,926	61,343	56,166
39	55,949	67,857	66,745
40	64,185	75,302	79,528
41	73,885	83,845	95,036
42	85,359	93,691	113,935
43	98,997	105,09	137,074
44	115,287	118,348	165,547
45	134,848	133,849	200,771

Tabla 4. Coeficientes de Capacidad de Carga

La modificación de las ecuaciones para la capacidad de carga por la posición del nivel de agua establece los siguientes casos:



Caso I: si el nivel del agua se localiza de modo que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

donde γ_{sat} = peso específico saturado del suelo

γ_w = peso específico del agua

También, el valor de γ en el último termino de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Caso II: para un nivel de agua localizada de modo que $0 \leq d \leq B$,

$$q = \gamma D_f$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de capacidad de carga debe ser reemplazado por el factor

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma')$$

Las modificaciones anteriores se basan en la suposición de que no existe fuerza de infiltración en el suelo.

Caso III: cuando el nivel está localizado de modo que $d \geq B$, el agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga ultima.

A partir de las prospecciones realizadas en campo (2 calicatas), se determina la capacidad de carga última y la admisible al afectar a la primera por un factor de seguridad. La literatura técnica especializada recomienda utilizar factores de seguridad de entre 2 y 4. En el presente proyecto se ha adoptado un factor de seguridad de 3, el cual guarda relación con los factores de seguridad mínimos recomendados en la NEC-15.

7.2 ANÁLISIS PARA DETERMINAR LOS ASENTAMIENTOS

La ecuación para calcular la deformación para el i -ésimo estrato de suelo debajo de la cimentación, teniendo un espesor h_i , proviene de la definición de las consideraciones que realiza Boussinesq.

a) Asentamientos elásticos bajo una carga concentrada.

$$\delta_e = \frac{P}{2\pi E} (1 + \mu) \left[2(1 - \mu) + \left(\frac{Z}{R} \right)^2 \right] \frac{1}{R}$$

Siendo:

P = Perímetro de la carga.

δ_e = Asentamiento Elástico.

E = Módulo de Elasticidad.

μ = Relación de Poisson.

Z = Espesor del estrato.

R = Radio de ubicación del punto.

b) Asentamientos elásticos bajo carga distribuida (Figura 4).

Para una superficie uniformemente distribuida se tiene la siguiente expresión:

$$\delta_c = \frac{WD}{E} (1 - \mu^2)$$

$$\delta_p = \frac{2}{\pi} (1 - \mu^2) \frac{W}{E} D$$

Donde:

W = Carga uniformemente distribuida.

D = Diámetro de la cimentación.

δ_c = Asentamiento producido en el centro.

δ_p = Asentamiento producido en las puntas de periferia.

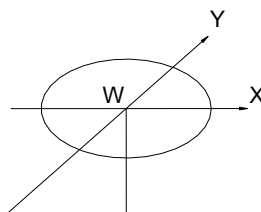


Figura 4. Esquema para asentamientos elásticos bajo carga distribuida en una sección circular.

La NEC-15 presenta un apartado relativo a asentamientos tolerables para edificaciones, indicando que, en términos del asentamiento promedio total que experimente la cimentación de una estructura en un lapso de 25 años, se considerarían como asentamientos tolerables los siguientes:

- 20 cm para construcciones aisladas, siempre y cuando no afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.

- 10 cm para construcciones entre medianeros, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

8 RESULTADOS

8.1 OBTENCION DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

Por lo expuesto en el Capítulo 7, a partir de la metodología planteada por Brinch-Hansen2 (1970) a continuación se presentan los resultados hallados de la capacidad de carga. A criterio del consultor, se tomará como capacidad portante al resultado del método de Hansen.

8.1.1 OBTENCION DE LA CAPACIDAD – CALICATA 1

Previo a lo mencionado, en la Calicata 1 se diferenciaron 3 estratos: capa vegetal de 0.20m de espesor, material de relleno de 0.30m de espesor y un estrato de grava bien graduada con limo y arena desde los 0.50m hasta la profundidad de excavación de 2.0m.

Para los respectivos análisis se consideran zapatas aisladas de 1.50 m de ancho, con una profundidad de desplante variable en m. Para este análisis se hace uso de la herramienta computacional LoadCap.

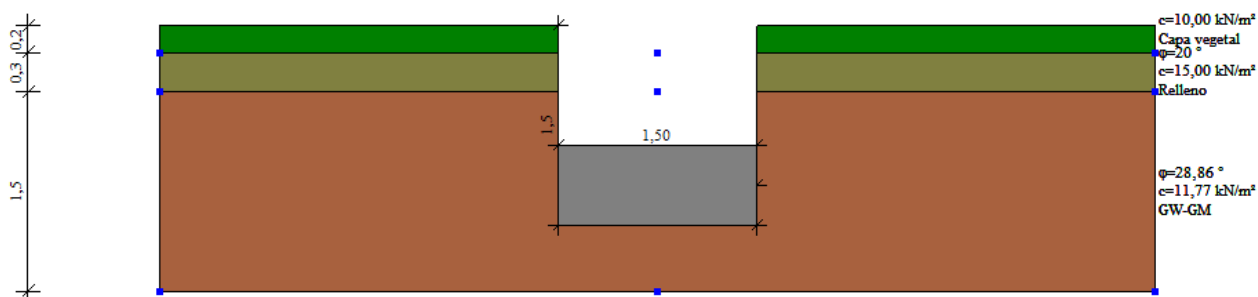


Figura 5. Capacidad de Carga mediante LoadCap- Zapata aislada.

Hansen	
Presión última kN/m²	911,33
Presión admisible kN/m²	303,78
Terzaghi	
Presión última kN/m²	857,86
Presión admisible kN/m²	285,95
Meyerhof	
Presión última kN/m²	1122,17
Presión admisible kN/m²	374,06
Vesic	
Presión última kN/m²	938,17
Presión admisible kN/m²	312,72

Figura 6. Resultados de la Capacidad de Carga con 1.50 m de desplante – Zapata Aislada

Profundidad (m)	Capacidad Admisible (kPa)	Capacidad Admisible (kg/cm ²)
1.5	303.78	3.09
2.0	348.14	3.55
2.5	407.89	4.16
3.0	467.15	4.76

Tabla 5. Resultados de la Capacidad de Carga Admisible – Zapatas Aisladas de 1.5 m de ancho

Como se puede observar los resultados en la Tabla 5, la capacidad de soporte del suelo de cimentación a una profundidad de 3.0 m es de 4.76 kg/cm², en condiciones sin saturar, no obstante por motivos de seguridad se recomienda trabajar con una capacidad portante de 3.00 kg/cm².

8.2 OBTENCION DE LOS ASENTAMIENTOS

Para el cálculo de los asentamientos considerando cimentación superficial se ha utilizado el programa Settle 3D, cuyos parámetros geotécnicos se establecieron en el acápite 6.2. Además de la información geotécnica obtenida en secciones anteriores, se ha considerado una carga estructural de 80 kN/m².

8.2.1 OBTENCION DEL ASENTAMIENTO– CALICATA 1

Considerando una zapata aislada de 1.50 m de ancho, cuyo suelo de análisis lo compone 3 estratos: capa vegetal de 0.20m de espesor, material de relleno de 0.30m de espesor y un estrato de grava bien graduada con limo y arena desde los 0.50m hasta la profundidad de excavación de 2.0m, de donde la caracterización de sus parámetros se lo hizo en el apartado 6.2.

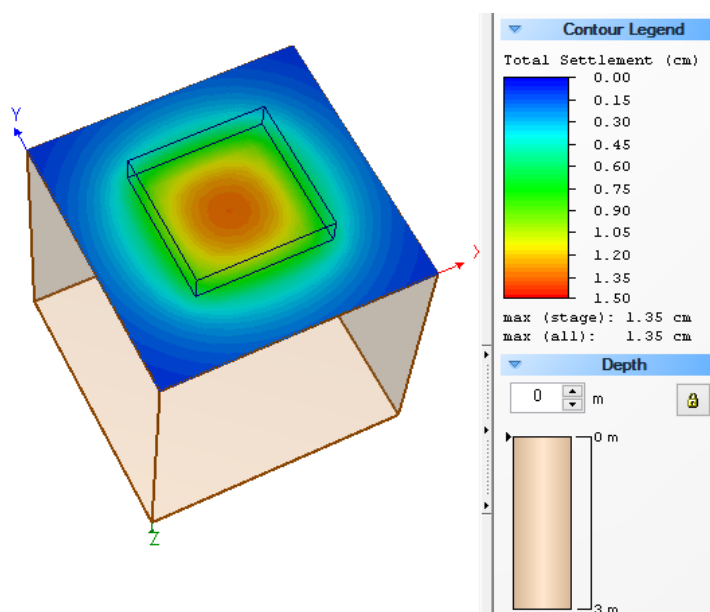


Figura 7. Modelización de una zapata aislada de 1.5 x 1.5m con una profundidad de desplante de 1.50 m. Asentamiento Vertical Máximo = 1.35 cm



9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base a la geología, el área de estudio se encuentra ubicada en Depósitos Aluviales, estando compuesto por bloques, gravas y arenas limosas en diferentes porcentajes y composición, sus formas van de redondeadas a subangulares según la dinámica y morfología del curso fluvial (PRECUPA, 1998).

Mediante la investigación de campo ejecutada se han podido caracterizar los materiales que yacen en la zona de estudio, clasificándose como grava bien graduada con limo y arena; dicho geomaterial tiene un porcentaje de filler de 9.20 %, porcentaje de arenas de 30%, un porcentaje de gravas de 61% y un IP de 10.1%.

A través del análisis de la capacidad de carga para zapatas aisladas con un ancho de 1.5m y una profundidad de desplante de 3.00 m, se obtuvo que la capacidad de carga mínima admisible es de 4.76 kg/cm^2 , pero por motivos de seguridad se recomienda trabajar con un factor de seguridad de 3.00 kg/cm^2 . De esta manera, queda a disposición del Ingeniero Estructural determinar el correcto dimensionamiento de las zapatas y profundidad de cimentación dependiendo de las cargas estructurales que se proyecten por la construcción.

El mayor asentamiento que se podría presentar en el suelo debido a la carga ejercida por la estructura a edificarse (edificio) es de 1.35 cm, el que se encuentra dentro del rango permisible, y por ende se concluye que la transmisión de los esfuerzos de la estructura hacia el terreno garantiza una adecuada serviciabilidad y seguridad de la zona en estudio.

RECOMENDACIONES ADICIONALES

- Se deberá construir un sistema de drenaje flexible alrededor de la cimentación, el drenaje debe tener como mínimo la profundidad de la cimentación y si es posible se lo realizara más profundo, para evitar el cambio volumétrico por el tipo de material presente en el área de estudio, la misma que se recogerá para ser debidamente evacuada, el mismo que puede realizarse con tubería flexible perforada (110 mm) y el relleno se lo realizara con material granular libre de finos para evitar que se sellen los orificios de la tubería.
- Si bien no existe nivel freático hasta la profundidad de muestreo, a los 3 metros empezó a humedecerse el material por lo que se sugiere ejecutar el subdren sugerido en el ítem anterior.
- Antes de realizarse la excavación para la cimentación deberá realizarse un inventario de grietas en muros y en las edificaciones vecinas, en caso de haberlas se deberán señalar para identificar si hubo cambios después de la excavación.
- Se recomienda la construcción de zapatas aisladas debidamente arriostradas con vigas en dos direcciones.
- Se debe desarrollar un plan de trabajo de manera que el tiempo transcurrido entre las operaciones de excavación y las de vaciado y sellado de los cimientos, sea el menor posible con el fin de reducir al máximo la exposición del suelo de fundación a fenómenos ambientales que puedan alterar su comportamiento, ya que por ejemplo, al dejar a las excavaciones a



merced de las aguas lluvia, el suelo puede saturarse y presentar asentamientos instantáneos de magnitud considerable dentro de la estructura a medida que avance su construcción.

10 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Braja M. Das. (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica.
- Luis I. González de Vallejo (2004). Fundamentos de la Ingeniería.
- Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Geotécnica y Cimentaciones, Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, NEC-2015.
- Wuflsohn, D., & Adams, B. (2002). Advances in Soil Dynamics Volume 2, Elastoplastic soil mechanics. *St. Joseph, Mich: ASAE*, 1-116.

CUENCA, FEBRERO 2017

ING. CRISTINA VINTIMILLA
SENESCYT 1007-05-605320

**Anexo 2: Análisis de precios unitarios variante de
Hormigón Armado.**

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	549423	Cerramiento provisional con tablero de plywood e= 12 mm, h= 2.44m	m	35	31.52	1103.2
2	501012	Replanteo y Nivelacion de estructuras	m2	121.85	1.28	155.97
3	502004	Cubierta provisional de zinc, incluye estructura de madera	m2	32	24.31	777.92
4	504022	Excavación a máquina material sin clasificar con retroexcavadora 0-2m	m3	119.19	1.5	178.79
5	505016	Subrasante de piso conformación y compactación con equipo liviano	m2	100	1.88	188
6	527035	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f'c = 210 kg/cm2	m3	10.23	96	982.08
7	512036	Encofrado de madera recto (2 usos)	m2	597	9.31	5558.07
8	513004	Acero de refuerzo, cortado y figurado	Kg	22508	2.94	66173.52
9	507002	Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2 incluye aditivo acelerante	m3	20.1	127.71	2566.97
10	540216	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2, bombeado, para losa de piso	m3	2.28	146.52	334.07
11	527010	Replanteo de piedra e = 15 cm	m2	91	6.43	585.13
12	540040	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 bombeado para columnas	m3	19.47	144.5	2813.42
13	540023	Bloque hueco de hormigón alivianado de 40x20x15cm	u	3798	0.88	3342.24
14	513030	Malla electrosoldada R-283	m2	571	5.39	3077.69
15	540039	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 bombeado para losa y vigas	m3	92.24	143.14	13203.23
SUBTOTAL						101040.3
IVA					12.00%	12124.84
TOTAL						113165.14

Son: CIENTO TRECE MIL CIENTO SESENTA Y CINCO CON 14/100 DÓLARES

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 1 de 15

RUBRO: Cerramiento provisional con tablero de plywood e= 12 mm, h= 2.44m

UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta menor de carpintería	1	0.25	0.25	0.3	0.08
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.3	0.12
SUBTOTAL M					0.2
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Carpintero	1	3.45	3.45	0.3	1.04
Peón	2	3.41	6.82	0.3	2.05
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.82	3.82	0.03	0.11
SUBTOTAL N					3.2
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pegamento	gl	0.5	3.77	1.89	
Clavos	kg	1	1.91	1.91	
Pingos de eucalipto	m	3	1	3	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	1.15	2	2.3	
Plancha de Plywood 1.22x2.44m de 12mm	u	0.82	23.2	19.02	
SUBTOTAL O					28.12
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
				0	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					31.52
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					31.52
VALOR OFERTADO					31.52

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 2 de 15

RUBRO: Replanteo y Nivelacion de estructuras

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta menor	5.00 %MO	0.03			0.03
Equipo de topografía	1	5	5	0.05	0.25
SUBTOTAL M					0.28
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.41	3.41	0.05	0.17
Cadenero	1	3.45	3.45	0.05	0.17
Topógrafo 2: título y experiencia mayor a 5 años (Estr. Oc. C1)	1	3.82	3.82	0.05	0.19
SUBTOTAL N					0.53
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pintura de caucho	gl	0.02	16.5	0.33	
Clavos de 2" a 4"	Kg	0.1	0.95	0.1	
Estaca de madera	u	0.1	0.4	0.04	
SUBTOTAL O					0.47
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.28
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.28
VALOR OFERTADO					1.28

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificación de Hormigón Armado

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 3 de 15

RUBRO: Cubierta provisional de zinc, incluye estructura de madera

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.33333	0.13
SUBTOTAL M					0.13
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.41	6.82	0.33333	2.27
Carpintero	1	3.45	3.45	0.33333	1.15
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.1	0.38
SUBTOTAL N					3.8
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Plancha de Zinc (0.8 x 3.6 m)	u	0.5	10.63	5.32	
Tirafondos para eternit	kg	0.2	0.8	0.16	
Estructura provisional de madera para cubierta zinc	m2	1	14.9	14.9	
SUBTOTAL O					20.38
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
				0	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					24.31
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					24.31
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					24.31

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:**PROYECTO:** Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****Hoja 4 de 15****RUBRO:** Excavación a máquina material sin clasificar con retroexcavadora 0-2m**UNIDAD:** m3**DETALLE:**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Retroexcavadora	1	25	25	0.0385	0.96
SUBTOTAL M					0.96
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3	3.41	10.23	0.0385	0.39
Operador de retroexcavadora	1	3.82	3.82	0.0385	0.15
SUBTOTAL N					0.54
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
SUBTOTAL O					0
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.5
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.5
VALOR OFERTADO					1.5

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:**PROYECTO:** Presupuesto Edificación de Hormigón Armado**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****Hoja 5 de 15****RUBRO:** Subrasante de piso conformación y compactación con equipo liviano**UNIDAD:** m2**DETALLE:**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Retroexcavadora	1	25	25	0.0333	0.83
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.0333	0.01
Rodillo pequeño	1	17.17	17.17	0.0333	0.57
SUBTOTAL M					1.41
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3	3.41	10.23	0.0333	0.34
Operador de retroexcavadora	1	3.82	3.82	0.0333	0.13
SUBTOTAL N					0.47
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
SUBTOTAL O					0
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.88
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.88
VALOR OFERTADO					1.88

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:**PROYECTO:** Presupuesto Edificación de Hormigón Armado**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****Hoja 6 de 15****RUBRO:** Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f'c = 210 kg/cm2**UNIDAD:** m3**DETALLE:**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3	0.4	1.2	0.6	0.72
SUBTOTAL M					0.72
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.41	6.82	0.6	4.09
Albañil	1	3.45	3.45	0.6	2.07
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.18	0.69
SUBTOTAL N					6.85
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Piedra puesta en obra	m3	0.4	18	7.2	
Agua	m3	0.5	0.49	0.25	
Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2, incluye colocación	m3	0.65	124.59	80.98	
SUBTOTAL O					88.43
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					96
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					96
VALOR OFERTADO					96

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 7 de 15

RUBRO: Encofrado de madera recto (2 usos)

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3	0.4	1.2	0.2	0.24
SUBTOTAL M					0.24
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	1	3.45	3.45	0.2	0.69
Peón	2	3.41	6.82	0.2	1.36
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.06	0.23
SUBTOTAL N					2.28
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	3.5	1	3.5	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	1.2	2.5	3	
Clavos	kg	0.15	1.91	0.29	
SUBTOTAL O					6.79
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.31
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					9.31
VALOR OFERTADO					9.31

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:**PROYECTO:** Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****Hoja 8 de 15****RUBRO:** Acero de refuerzo, cortado y figurado**UNIDAD:** Kg**DETALLE:**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2	0.4	0.8	0.13	0.1
Cortadora	1	0.72	0.72	0.13	0.09
SUBTOTAL M					0.19
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.41	6.82	0.13	0.89
Fierrero	1	3.45	3.45	0.13	0.45
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.035	0.13
SUBTOTAL N					1.47
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero en varillas	kg	1.05	1.12	1.18	
Varios	Global	0.025	1.6	0.04	
Alambre de amarre No. 18 negro recocado	kg	0.03	2.05	0.06	
SUBTOTAL O					1.28
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.94
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.94
VALOR OFERTADO					2.94

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:**PROYECTO:** Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****Hoja 9 de 15****RUBRO:** Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2 incluye aditivo acelerante**UNIDAD:** m3**DETALLE:**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera un saco	1	3.15	3.15	0.76	2.39
Herramientas varias	6	0.4	2.4	0.76	1.82
Vibrador	1	1.8	1.8	0.2	0.36
SUBTOTAL M					4.57
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3.41	17.05	0.9	15.35
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.2	0.76
Maestro Mayor en Ejecucion de Obras Civiles	1	3.82	3.82	0.3	1.15
SUBTOTAL N					17.26
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	7.5	8.65	64.88	
Arena puesta en obra	m3	0.6	19	11.4	
Agua	m3	0.16	0.49	0.08	
Grava puesta en obra	m3	0.88	19	16.72	
Aditivo acelerante tipo Plastocrete 161 HE o similar	kg	8	1.6	12.8	
SUBTOTAL O					105.88
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
				0	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					127.71
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					127.71
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					127.71

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:**PROYECTO:** Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****Hoja 10 de 15****RUBRO:** Hormigón simple f'c=210 kg/cm2, bombeado, para losa de piso**UNIDAD:** m3**DETALLE:**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.16	0.06
Vibrador	1	1.8	1.8	0.16	0.29
SUBTOTAL M					0.35
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.41	13.64	0.41667	5.68
Albañil	2	3.45	6.9	0.42	2.9
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.1	0.38
SUBTOTAL N					8.96
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Alquiler de bomba para hormigón	m3	1	9.5	9.5	
Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2 incluye aditivo acelerante	m3	1	127.71	127.71	
SUBTOTAL O					137.21
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					146.52
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					146.52
VALOR OFERTADO					146.52

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 11 de 15

RUBRO: Replanto de piedra e = 15 cm

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.4	0.16
SUBTOTAL M					0.16
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.41	3.41	0.4	1.36
Albañil	1	3.45	3.45	0.4	1.38
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.07	0.27
SUBTOTAL N					3.01
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Grava puesta en obra	m3	0.02	19	0.38	
Piedra puesta en obra	m3	0.16	18	2.88	
SUBTOTAL O					3.26
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6.43
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					6.43
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					6.43

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:**PROYECTO:** Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****Hoja 12 de 15****RUBRO:** Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 bombeado para columnas**UNIDAD:** m3**DETALLE:**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	5	0.4	2	0.32	0.64
Vibrador	1	1.8	1.8	0.32	0.58
SUBTOTAL M					1.22
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.41	13.64	0.32	4.36
Albañil	1	3.45	3.45	0.32	1.1
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.16	0.61
SUBTOTAL N					6.07
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Alquiler de bomba para hormigón	m3	1	9.5	9.5	
Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2 incluye aditivo acelerante	m3	1	127.71	127.71	
SUBTOTAL O					137.21
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					144.5
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					144.5
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					144.5

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:**PROYECTO:** Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****Hoja 13 de 15****RUBRO:** Bloque hueco de hormigón alivianado de 40x20x15cm**UNIDAD:** u**DETALLE:**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.1	0.04
SUBTOTAL M					0.04
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	1	3.45	3.45	0.1	0.35
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.01	0.04
SUBTOTAL N					0.39
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Bloques alivianados 40 x 20 x 15 cm.	u	1	0.45	0.45	
SUBTOTAL O					0.45
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
				0	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.88
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.88
VALOR OFERTADO					0.88

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:**PROYECTO:** Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****Hoja 14 de 15****RUBRO:** Malla electrosoldada R-283**UNIDAD:** m2**DETALLE:**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2	0.4	0.8	0.1	0.08
SUBTOTAL M					0.08
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.41	6.82	0.1	0.68
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.02	0.08
SUBTOTAL N					0.76
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Malla Armex R-238 (2.4 x 6.25 m 10 x 10 cm)	m2	1	4.55	4.55	
SUBTOTAL O					4.55
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5.39
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5.39
VALOR OFERTADO					5.39

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:**PROYECTO:** Presupuesto Edificacion de Hormigón Armado**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****Hoja 15 de 15****RUBRO:** Hormigón simple $f'c=210$ kg/cm2 bombeado para losa y vigas**UNIDAD:** m3**DETALLE:**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.4	0.4	1	0.4
Vibrador	1	1.8	1.8	0.16	0.29
SUBTOTAL M					0.69
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	6	3.41	20.46	0.16	3.27
Albañil	3	3.45	10.35	0.16	1.66
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.08	0.31
SUBTOTAL N					5.24
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Hormigón Simple $f'c = 210$ kg/cm2 incluye aditivo acelerante	m3	1	127.71	127.71	
Alquiler de bomba para hormigón	m3	1	9.5	9.5	
SUBTOTAL O					137.21
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					143.14
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					143.14
VALOR OFERTADO					143.14

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

**Anexo 3: Análisis de precios unitarios variante de
Acero Estructural.**



PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Acero Estructural

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	549423	Cerramiento provisional con tablero de plywood e= 12 mm, h= 2.44m	m	35	31.52	1103.2
2	501012	Replanteo y Nivelacion de estructuras	m2	121.85	1.28	155.97
3	502004	Cubierta provisional de zinc, incluye estructura de madera	m2	32	24.31	777.92
4	504022	Excavación a máquina material sin clasificar con retroexcavadora 0-2m	m3	119.19	1.5	178.79
5	505016	Subrasante de piso conformación y compactación con equipo liviano	m2	100	1.88	188
6	527035	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f'c = 210 kg/cm2	m3	10.23	96	982.08
7	512036	Encofrado de madera recto (2 usos)	m2	109	9.31	1014.79
8	513004	Acero de refuerzo, cortado y figurado	Kg	1685	2.71	4566.35
9	507002	Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2 incluye aditivo acelerante	m3	19.25	127.71	2458.42
10	540216	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2, bombeado, para losa de piso	m3	2.83	146.52	414.65
11	513010	Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo mecánico	kg	31960.79	1.98	63282.36
12	540012	Placa colaborante de acero galvanizado e=0.65mm para losa incluye conectores, suministro y colocación	m2	462.57	12.57	5814.5
13	540234	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2, bombeado, para losa	m3	41.72	143.14	4840.77
14	513030	Malla electrosoldada R-283	m2	571	5.39	3077.69
SUBTOTAL						88855.49
IVA					12.00%	10662.66
TOTAL						99518.15

Son: NOVENTA Y NUEVE MIL QUINIENTOS DIECIOCHO CON 15/100 DÓLARES

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificación de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 1 de 14

RUBRO: Cerramiento provisional con tablero de plywood e= 12 mm, h= 2.44m

UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta menor de carpintería	1	0.25	0.25	0.3	0.08
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.3	0.12
SUBTOTAL M					0.2
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Carpintero	1	3.45	3.45	0.3	1.04
Peón	2	3.41	6.82	0.3	2.05
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.82	3.82	0.03	0.11
SUBTOTAL N					3.2
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pegamento	gl	0.5	3.77	1.89	
Clavos	kg	1	1.91	1.91	
Pingos de eucalipto	m	3	1	3	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	1.15	2	2.3	
Plancha de Plywood 1.22x2.44m de 12mm	u	0.82	23.2	19.02	
SUBTOTAL O					28.12
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					31.52
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					31.52
VALOR OFERTADO					31.52

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 2 de 14

RUBRO: Replanteo y Nivelacion de estructuras

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta menor	5.00 %MO	0.03			0.03
Equipo de topografía	1	5	5	0.05	0.25
SUBTOTAL M					0.28
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.41	3.41	0.05	0.17
Cadenero	1	3.45	3.45	0.05	0.17
Topógrafo 2: título y experiencia mayor a 5 años (Estr. Oc. C1)	1	3.82	3.82	0.05	0.19
SUBTOTAL N					0.53
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pintura de caucho	gl	0.02	16.5	0.33	
Clavos de 2" a 4"	Kg	0.1	0.95	0.1	
Estaca de madera	u	0.1	0.4	0.04	
SUBTOTAL O					0.47
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.28
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.28
VALOR OFERTADO					1.28

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 3 de 14

RUBRO: Cubierta provisional de zinc, incluye estructura de madera

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.33333	0.13
SUBTOTAL M					0.13
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.41	6.82	0.33333	2.27
Carpintero	1	3.45	3.45	0.33333	1.15
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.1	0.38
SUBTOTAL N					3.8
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Plancha de Zinc (0.8 x 3.6 m)	u	0.5	10.63	5.32	
Tirafondos para eternit	kg	0.2	0.8	0.16	
Estructura provisional de madera para cubierta zinc	m2	1	14.9	14.9	
SUBTOTAL O					20.38
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					24.31
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					24.31
VALOR OFERTADO					24.31

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificación de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 4 de 14

RUBRO: Excavación a máquina material sin clasificar con retroexcavadora 0-2m

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Retroexcavadora	1	25	25	0.0385	0.96
SUBTOTAL M					0.96
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3	3.41	10.23	0.0385	0.39
Operador de retroexcavadora	1	3.82	3.82	0.0385	0.15
SUBTOTAL N					0.54
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
SUBTOTAL O					0
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.5
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.5
VALOR OFERTADO					1.5

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificación de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 5 de 14

RUBRO: Subrasante conformación y compactación con equipo liviano

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Retroexcavadora	1	25	25	0.0333	0.83
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.0333	0.01
Rodillo pequeño	1	17.17	17.17	0.0333	0.57
SUBTOTAL M					1.41
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3	3.41	10.23	0.0333	0.34
Operador de retroexcavadora	1	3.82	3.82	0.0333	0.13
SUBTOTAL N					0.47
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
SUBTOTAL O					0
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.88
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.88
VALOR OFERTADO					1.88

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 6 de 14

RUBRO: Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f'c = 210 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3	0.4	1.2	0.6	0.72
SUBTOTAL M					0.72
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.41	6.82	0.6	4.09
Albañil	1	3.45	3.45	0.6	2.07
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.18	0.69
SUBTOTAL N					6.85
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Piedra puesta en obra	m3	0.4	18	7.2	
Agua	m3	0.5	0.49	0.25	
Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2, incluye colocación	m3	0.65	124.59	80.98	
SUBTOTAL O					88.43
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					96
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					96
VALOR OFERTADO					96

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificación de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 7 de 14

RUBRO: Encofrado de madera recto (2 usos)

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3	0.4	1.2	0.2	0.24
SUBTOTAL M					0.24
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	1	3.45	3.45	0.2	0.69
Peón	2	3.41	6.82	0.2	1.36
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.06	0.23
SUBTOTAL N					2.28
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	3.5	1	3.5	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	1.2	2.5	3	
Clavos	kg	0.15	1.91	0.29	
SUBTOTAL O					6.79
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.31
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					9.31
VALOR OFERTADO					9.31

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificación de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 8 de 14

RUBRO: Acero de refuerzo, cortado y figurado

UNIDAD: Kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2	0.4	0.8	0.11	0.09
Cortadora	1	0.72	0.72	0.11	0.08
SUBTOTAL M					0.17
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.41	6.82	0.11	0.75
Fierrero	1	3.45	3.45	0.11	0.38
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.035	0.13
SUBTOTAL N					1.26
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero en varillas	kg	1.05	1.12	1.18	
Varios	Global	0.025	1.6	0.04	
Alambre de amarre No. 18 negro recocido	kg	0.03	2.05	0.06	
SUBTOTAL O					1.28
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.71
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.71
VALOR OFERTADO					2.71

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 9 de 14

RUBRO: Hormigón Simple $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ incluye aditivo acelerante

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera un saco	1	3.15	3.15	0.76	2.39
Herramientas varias	6	0.4	2.4	0.76	1.82
Vibrador	1	1.8	1.8	0.2	0.36
SUBTOTAL M					4.57
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3.41	17.05	0.9	15.35
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.2	0.76
Maestro Mayor en Ejecucion de Obras Civiles	1	3.82	3.82	0.3	1.15
SUBTOTAL N					17.26
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	7.5	8.65	64.88	
Arena puesta en obra	m3	0.6	19	11.4	
Agua	m3	0.16	0.49	0.08	
Grava puesta en obra	m3	0.88	19	16.72	
Aditivo acelerante tipo Plastocrete 161 HE o similar	kg	8	1.6	12.8	
SUBTOTAL O					105.88
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					127.71
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					127.71
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					127.71
VALOR OFERTADO					127.71

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 10 de 14

RUBRO: Hormigón simple f'c=210 kg/cm2, bombeado, para losa de piso

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.16	0.06
Vibrador	1	1.8	1.8	0.16	0.29
SUBTOTAL M					0.35
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.41	13.64	0.41667	5.68
Albañil	2	3.45	6.9	0.42	2.9
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.1	0.38
SUBTOTAL N					8.96
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Alquiler de bomba para hormigón	m3	1	9.5	9.5	
Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2 incluye aditivo acelerante	m3	1	127.71	127.71	
SUBTOTAL O					137.21
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					146.52
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					146.52
VALOR OFERTADO					146.52

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 11 de 14

RUBRO: Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo mecánico

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Módulo andamio metálico L = 2.57 m, ancho = 0.73 m, h= 2 m (incluye marco, piso, pasamano y base)	6	0.1	0.6	0.05	0.03
Herramientas varias	2	0.4	0.8	0.05	0.04
Camión Grua de 10 Ton.	1	32	32	0.005	0.16
Equipo de suelda	1	0.75	0.75	0.05	0.04
SUBTOTAL M					0.27
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.41	6.82	0.05	0.34
Maestro electrico/liniero/subestación	1	3.82	3.82	0.05	0.19
Chofer plataformas (Estr. Oc. C1)	1	5	5	0.005	0.03
SUBTOTAL N					0.56
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Perfil laminado de acero	Kg	1	0.97	0.97	
Suelda	kg	0.05	3.55	0.18	
SUBTOTAL O					1.15
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.98
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.98
VALOR OFERTADO					1.98

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificación de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 12 de 14

RUBRO: Placa colaborante de acero galvanizado e=0.65mm para losa incluye conectores, suministro y colocación **UNIDAD:** m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.25	0.1
Equipo de solda	1	0.75	0.75	0.25	0.19
SUBTOTAL M					0.29
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.41	3.41	0.25	0.85
Albañil	1	3.45	3.45	0.25	0.86
Maestro electrico/liniero/subestación	1	3.82	3.82	0.25	0.96
SUBTOTAL N					2.67
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero en varillas	kg	0.3	1.12	0.34	
Suelda	kg	0.33	3.55	1.17	
Placa colaborante e = 0.65 mm	m2	1	8.1	8.1	
SUBTOTAL O					9.61
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					12.57
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					12.57
VALOR OFERTADO					12.57

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 13 de 14

RUBRO: Hormigón simple f'c=210 kg/cm2, bombeado, para losa

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.4	0.4	0.16	0.06
Vibrador	1	1.8	1.8	0.16	0.29
SUBTOTAL M					0.35
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.41	13.64	0.16	2.18
Albañil	2	3.45	6.9	0.16	1.1
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.096	0.37
SUBTOTAL N					3.65
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Alquiler de bomba para hormigón	m3	1	9.5	9.5	
Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2 incluye aditivo acelerante	m3	1	127.71	127.71	
SUBTOTAL O					137.21
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					141.21
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					141.21
VALOR OFERTADO					141.21

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 21 de noviembre de 2017

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Presupuesto Edificacion de Acero Estructural

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 14 de 14

RUBRO: Malla electrosoldada R-283

UNIDAD: m2

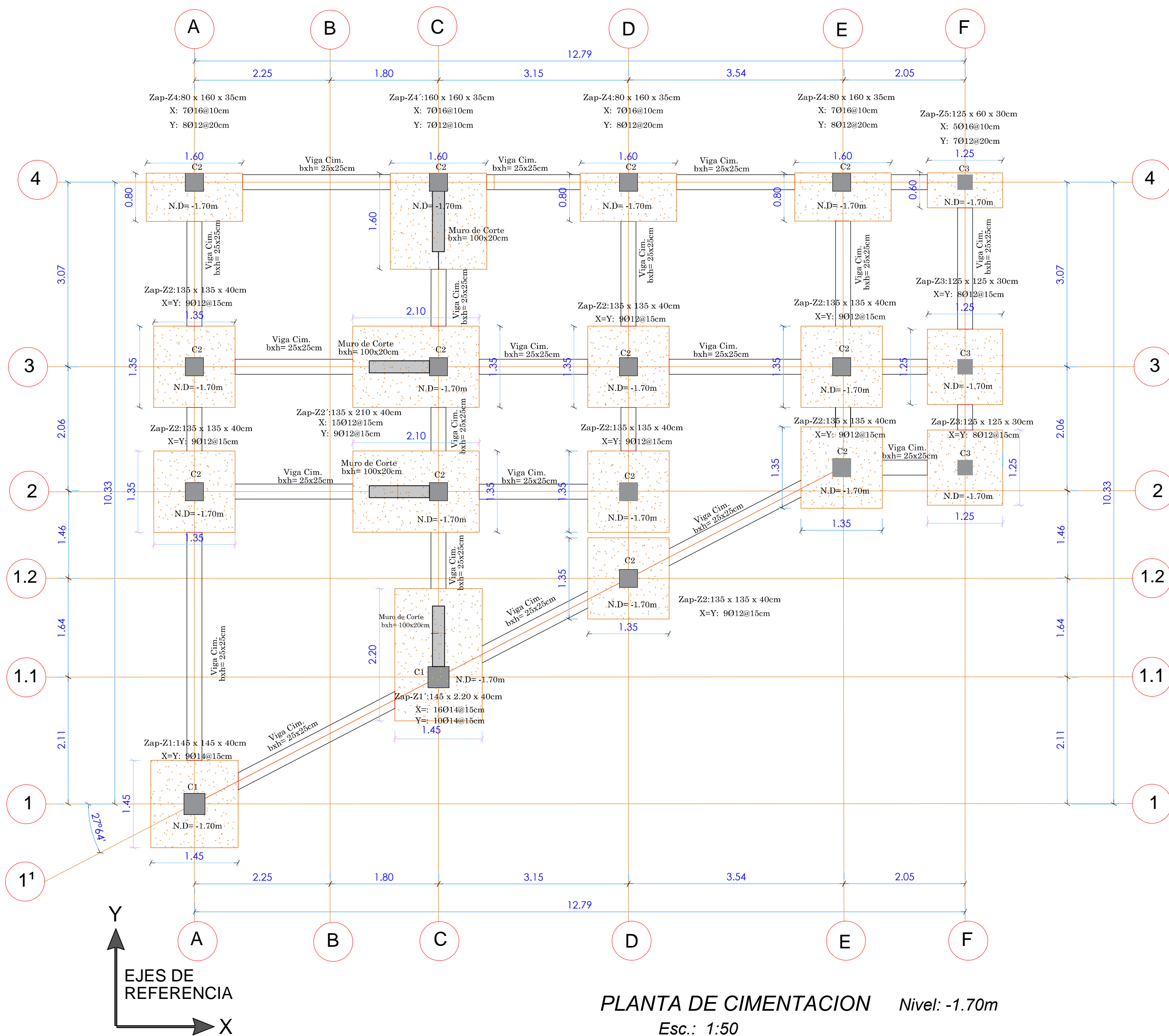
DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2	0.4	0.8	0.1	0.08
SUBTOTAL M					0.08
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.41	6.82	0.1	0.68
Técnico obras civiles	1	3.82	3.82	0.02	0.08
SUBTOTAL N					0.76
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Malla Armex R-238 (2.4 x 6.25 m 10 x 10 cm)	m2	1	4.55	4.55	
SUBTOTAL O					4.55
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5.39
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00 %					0
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5.39
VALOR OFERTADO					5.39

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

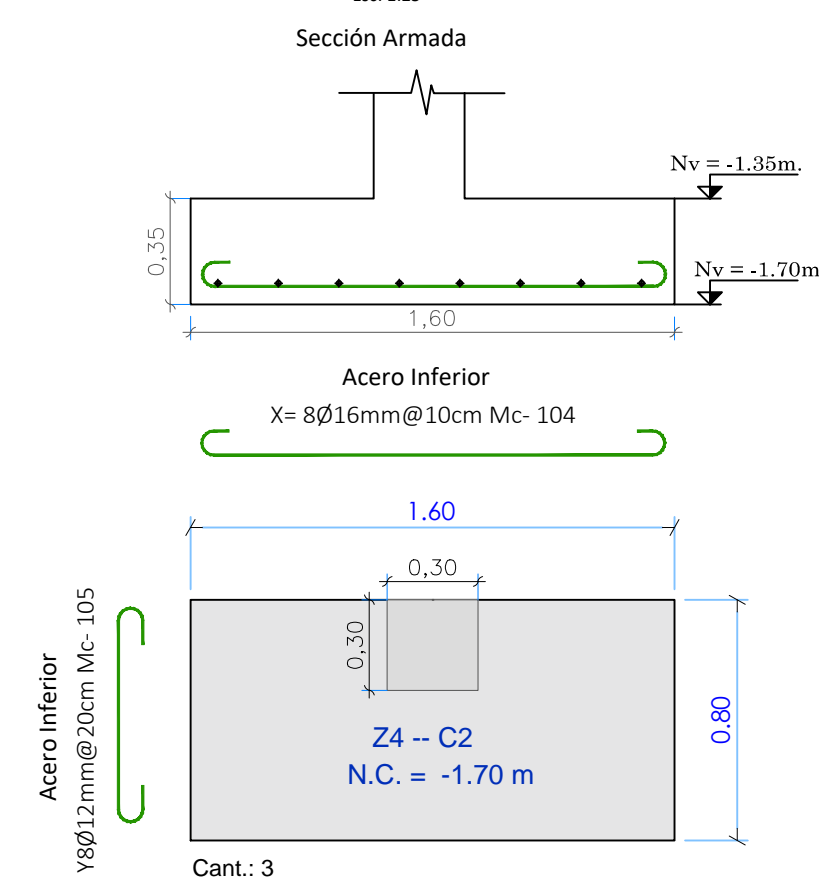
martes, 21 de noviembre de 2017

Anexo 4: Planos Estructurales



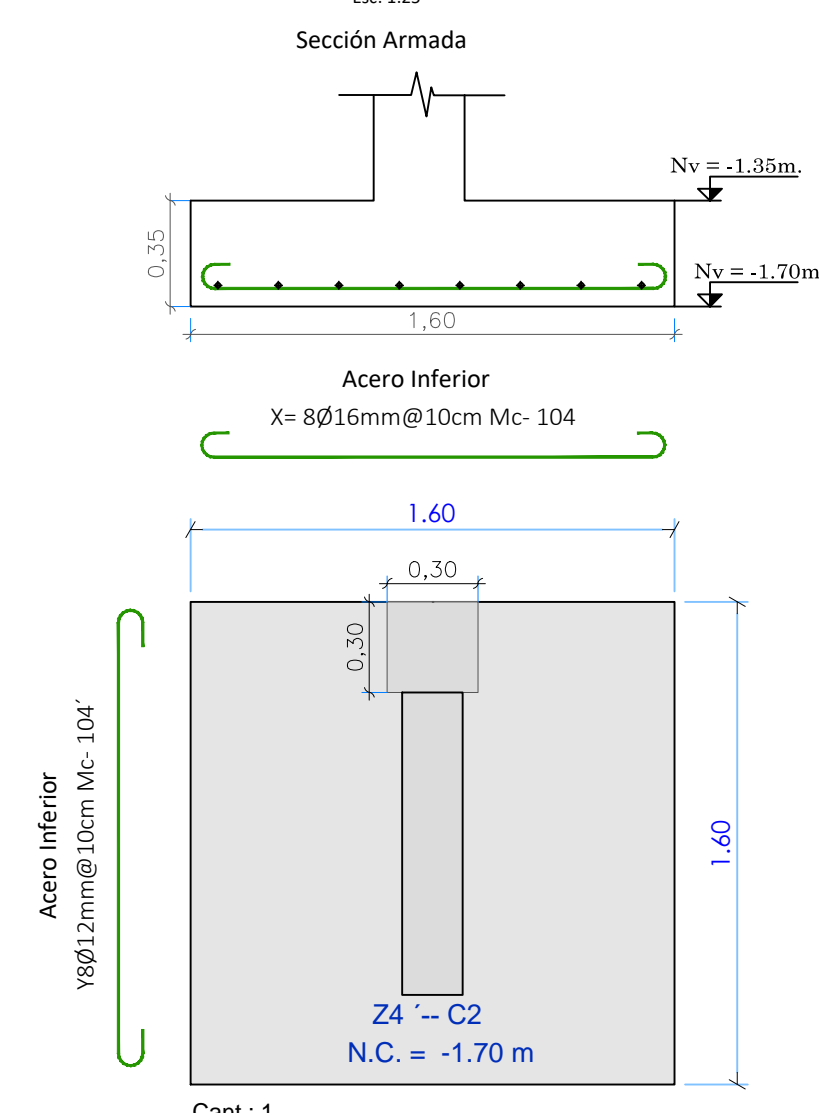
DETALLE ARMADO PARRILLA de Zapata Zap-Z4

Ax*By = 160x80x35 cm
Esc: 1:25



DETALLE ARMADO PARRILLA de Zapata Zap-Z4'

Ax*By = 160x160x35 cm
Esc: 1:25



DETALLE DE SECCIÓN DE : COLUMNAS - ZAPATAS

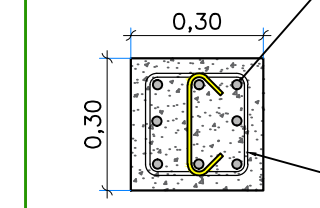
Especificación de Estribos
Esc: 1:20

Columna C2 en Zap-Z4

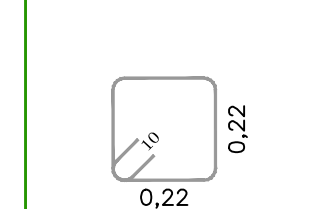
Esc.: 1:20

Sección de Armadura:

Recubrimiento= 4cm



Estribos: 10Ø10mm@8cm



Desde N = 0,00m. Hasta N = -1,70m.

Vol.Hormigon = 1.989 m3

Cant.: 13



ISOMETRIA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

HORMIGONES:
A)- Tamaño máximo del árido para fundaciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
(En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:
A)- Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
B)- En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 12.15; 12.16 y 12.17: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 4 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

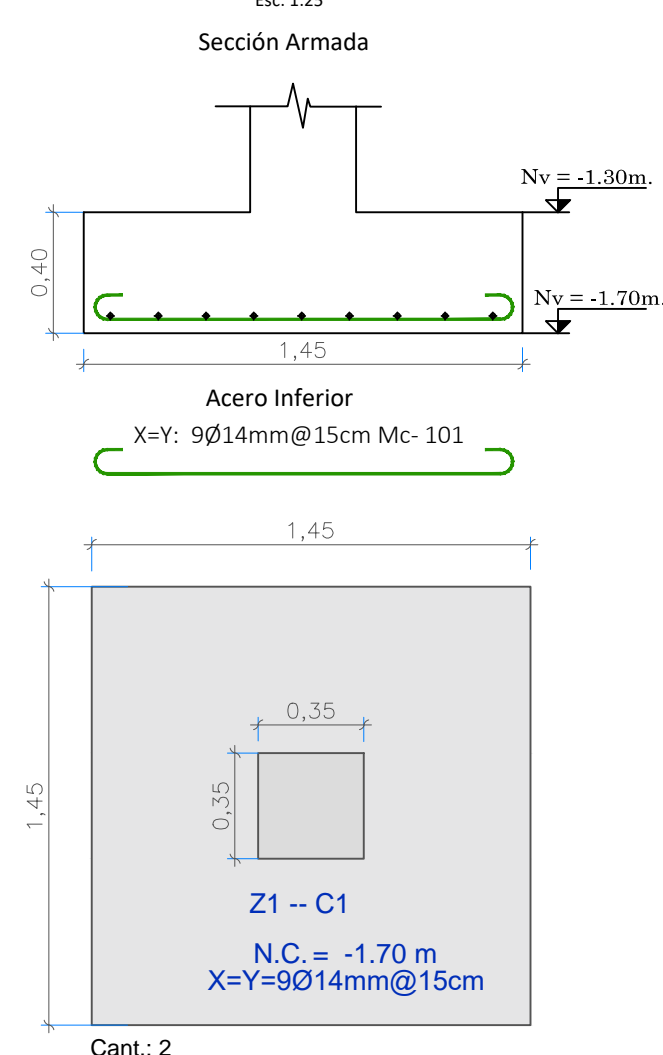
GEOLOGÍA Y SUELOS:
A)- Peso Específico = 1847.21 kg/m^3
B)- Ángulo de fricción interna = 28%
C)- Coeficiente de Rozamiento = 0.12
 $q = 3.00 \text{ kg/cm}^2$

OBSERVACIONES
Unidad de medida empleado:
a)- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b)- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c)- Para algunas características de pesos se especifican en kilogramos (Kg).

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 2520 kg/cm^2 .
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36. Soldadura de ranura Electrodo AWS E7018

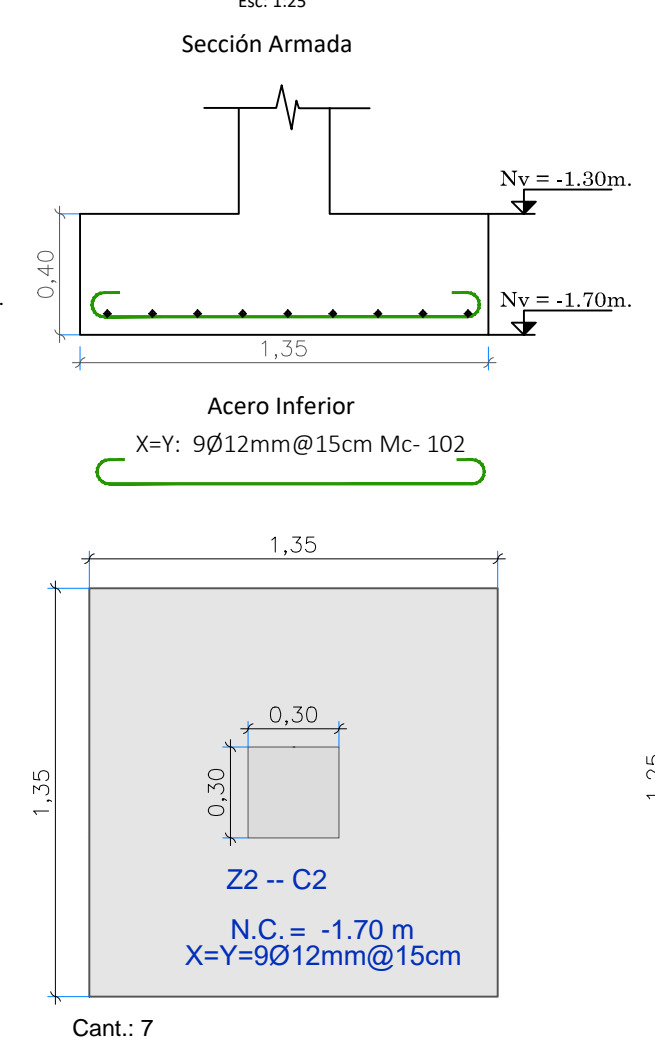
DETALLE ARMADO PARRILLA de Zapata Zap-Z1

Ax*By = 145x145 cm
Esc: 1:25



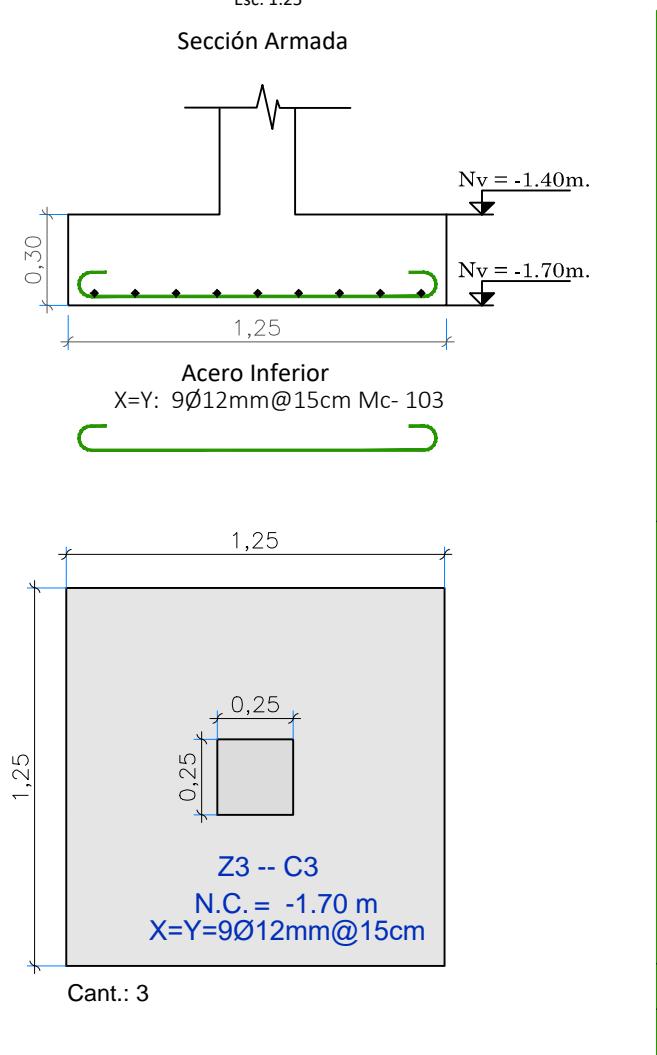
DETALLE ARMADO PARRILLA de Zapata Zap-Z2

Ax*By = 135x135 cm
Esc: 1:25



DETALLE ARMADO PARRILLA de Zapata Zap-Z3

Ax*By = 125x125 cm
Esc: 1:25

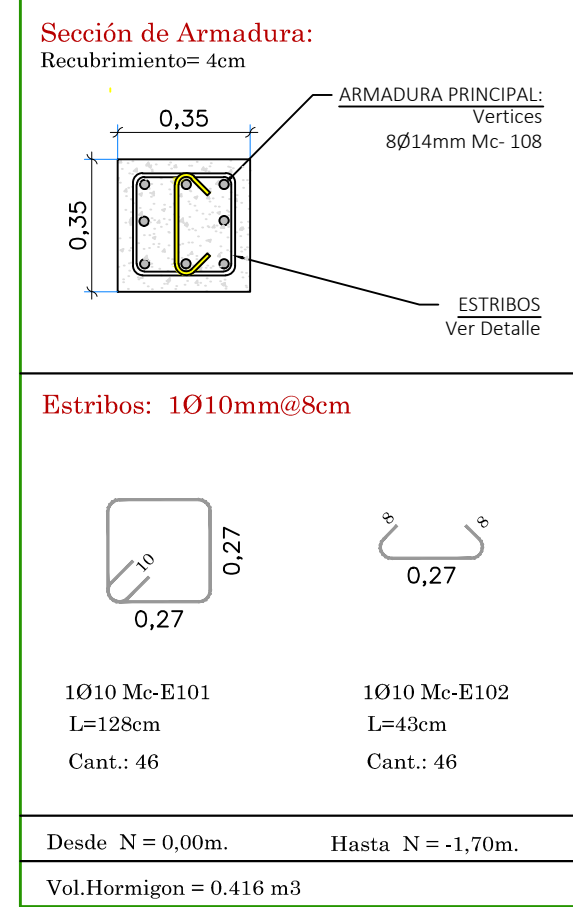


DETALLE DE SECCIÓN DE : COLUMNAS - ZAPATAS

Especificación de Estribos
Esc: 1:20

Columna C1 en Zap-Z1 y Z1'

Esc.: 1:20



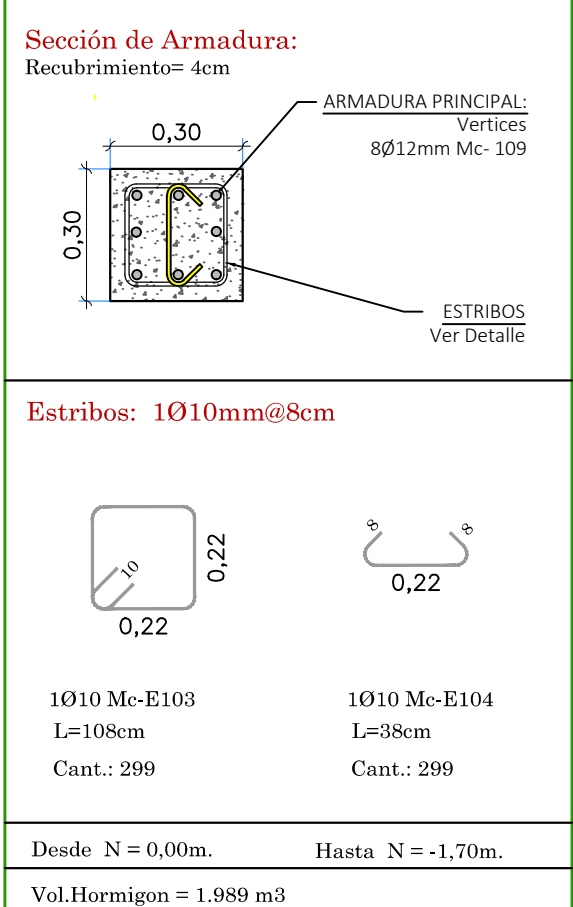
Cant.: 2

DETALLE DE SECCIÓN DE : COLUMNAS - ZAPATAS

Especificación de Estribos
Esc: 1:20

Columna C2 en Zap-Z2

Esc.: 1:20

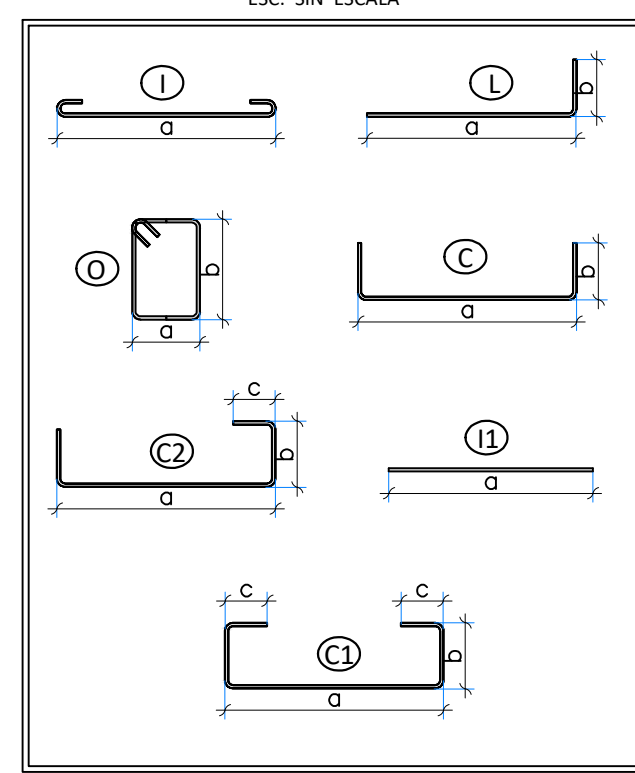


Cant.: 13

CANTIDADES DE OBRA :		
Descripción	Cantidad	Unidad
Hormigón en Zapatas	12,1	m3
Hormigón pobre de limpieza	1,6	m3
Hormigón en columnas de zapatas	2,7	m3
Hormigón en vigas de cimentación	4,8	m3
TOTAL HORMIGÓN	21,2	m3
Acero en zapatas	402,3	kg
Acero en columnas de zapatas	607,3	kg
Acero en vigas de cimentación	685,6	kg
TOTAL DE ACERO	1695,2	kg
Cuantía en zapatas	33,4	kg/m3
Cuantía en columnas de zapatas	223,3	kg/m3
Cuantía en vigas de cimentación	141,9	kg/m3

TIPOS DE HIERRO

DETALLE DE CURVADO
ESC: SIN ESCALA



PROYECTO:

Diseño Estructural Edificación de Hormigón Armado

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

CONTENIDO:

Detalles de Cimentación Nivel = -1.70m

DIS: Danilo Molina.
DIB: Danilo Molina.
REV: Ing. David Cajamarca

Daniilo Molina

FECHA:

10/Enero/2018

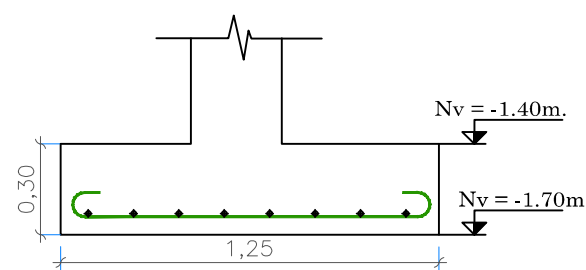
HOJA:

E 01 de 08

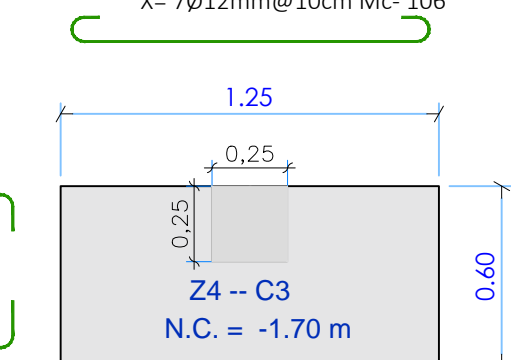
DETALLE ARMADO PARRILLA de Zapata Zap-Z5

Ax*By = 125x60x30 cm
Esc: 1:25

Sección Armada



Acero Inferior
X= 7Ø12mm@10cm Mc- 106



Cant.: 1

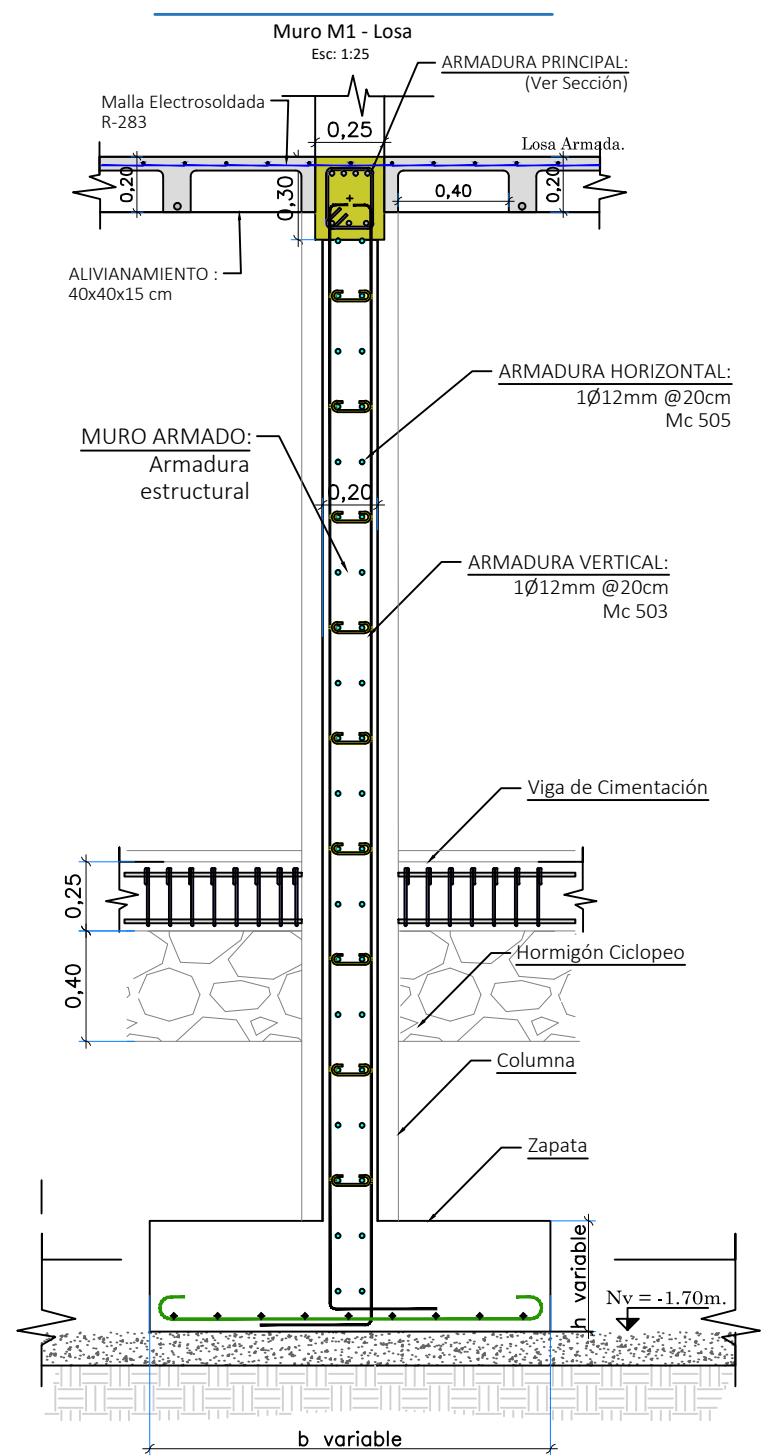
Acero Inferior
Y: 8Ø12mm@15cm Mc- 107

PLANILLA DE HIERRO CIMENTACIÓN NIVEL = -1.70m										
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos		Cant.	L.Parc (m)
			a	b	c	d	#	cm		
101	14	I	130				2	2X10	36	1.5
102	12	I	120				2	2X10	144	1.4
103	12	I	110				2	2X10	54	1.3
104	16	I	160				2	2X10	28	1.4
105	12	I	80				2	2X10	32	3.07
106	12	I	125				2	2X10	19	1.4
107	12	I	60				2	2X10	9	2.84
108	14	L	170	35			--	--	16	2.05
109	12	L	170	35			--	--	104	2.05
110	12	L	170	30			--	--	12	2
E101	10	O	27	27			2	2X10	46	1.28
E102	10	Esp	27	27			2	2X8	46	0.43
E103	10	O	22	22			2	2X10	299	1.08
E104	10	Esp	22	22			2	2X8	299	0.38
E105	10	O	19	19			2	2X8	69	0.92
111	12	II	77.3				--	--	6	463.8
E106	10	O	19	19			2	2X10	406	0.92
									373.52	

ARMADURA ESTRUCTURAL EN ZAPATAS							
Ref.	Cantidad (Unid.)	Dimensiones (m)			Armadura Inferior		Vol. Hormigón (m3)
		Ax	By	H	Eje x-	Eje y-	
Z1	2	1,45	1,45	0,4	9 φ 14 @15cm -Mc101	9 φ 12 @15cm -Mc101	1,682
Z2	8	1,35	1,35	0,4	9 φ 12 @15cm -Mc102	9 φ 12 @15cm -Mc102	5,832
Z3	3	1,25	1,25	0,3	9 φ 12 @15cm -Mc103	9 φ 12 @15cm -Mc103	1,40625
Z4	1	1,35	3,02	0,4	20 φ 12 @15cm -Mc104	9 φ 12 @15cm -Mc105	1,6308
Z5	1	1,35	2,79	0,4	20 φ 12 @15cm -Mc106	9 φ 12 @15cm -Mc107	1,5066
Total (m3)							12,06

PLANILLA DE HIERRO DEL MURO DE CORTE										
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos		Cant.	L.Parc (m)
			a	b	c	d	#	cm		
501	12	C	45	10					36	0,65
502	14	I	316				2	2X10	28	3,36
503	12	I	316				2	2X10	16	3,36
504	10	I	12				2	2X8	36	0,28
505	12	C	92	10					72	1,02

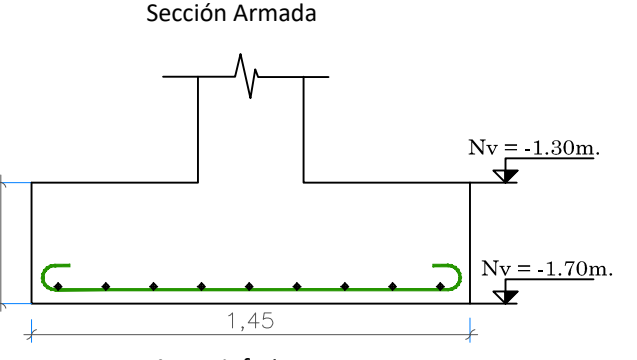
SECCIÓN MURO DE CORTE- ZAPATA Y LOSA



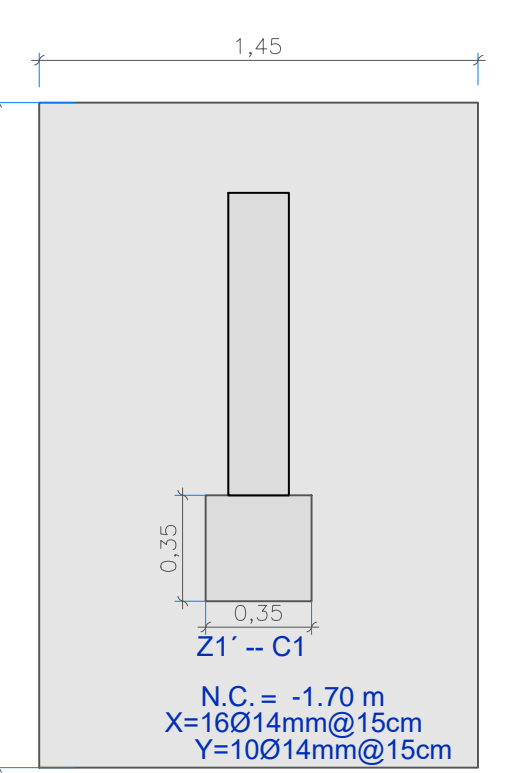
DETALLE ARMADO PARRILLA de Zapata Zap-Z1'

Ax*By = 145x220 cm
Esc: 1:25

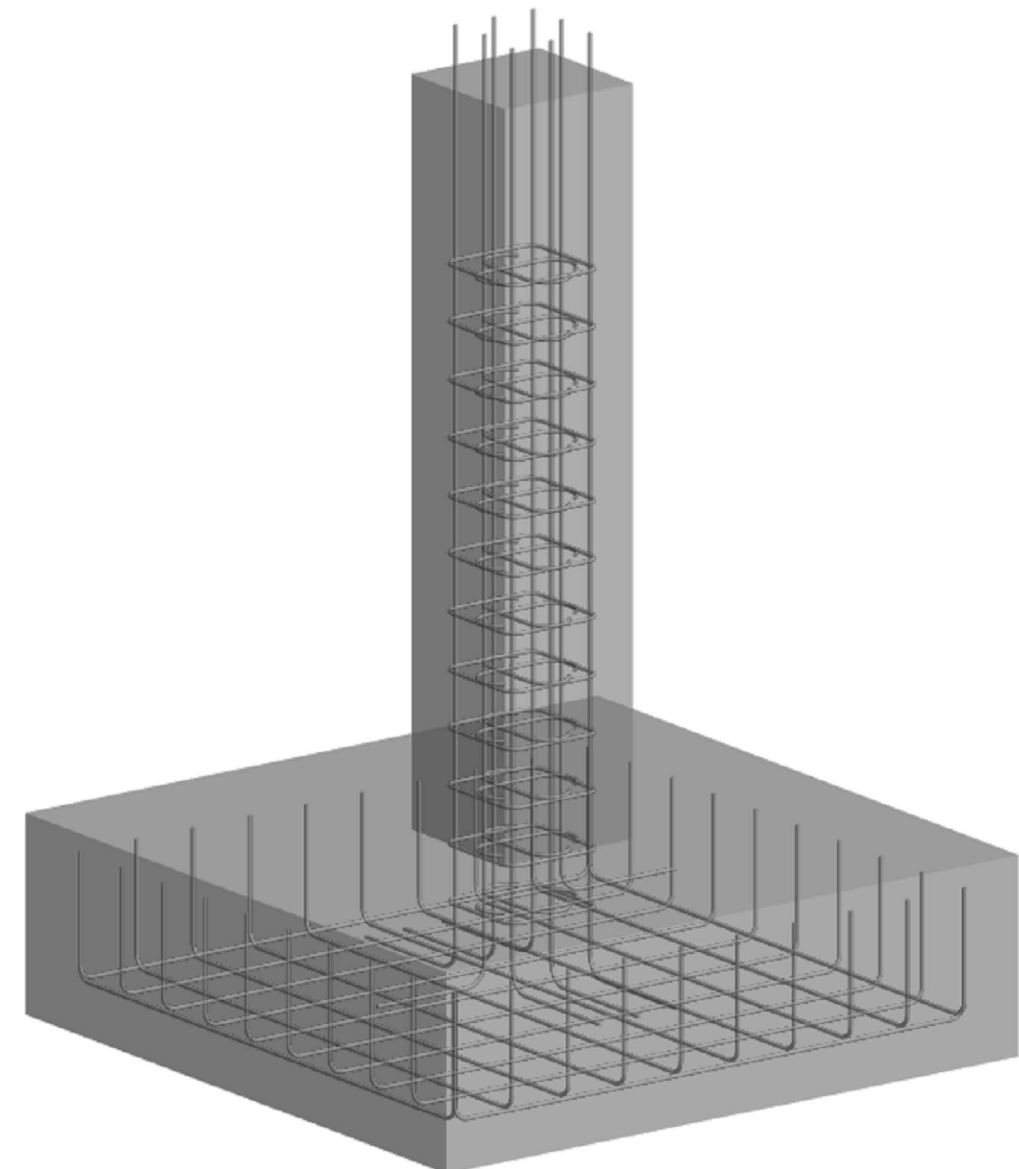
Sección Armada



Acero Inferior
X: 16Ø14mm@15cm Mc- 101

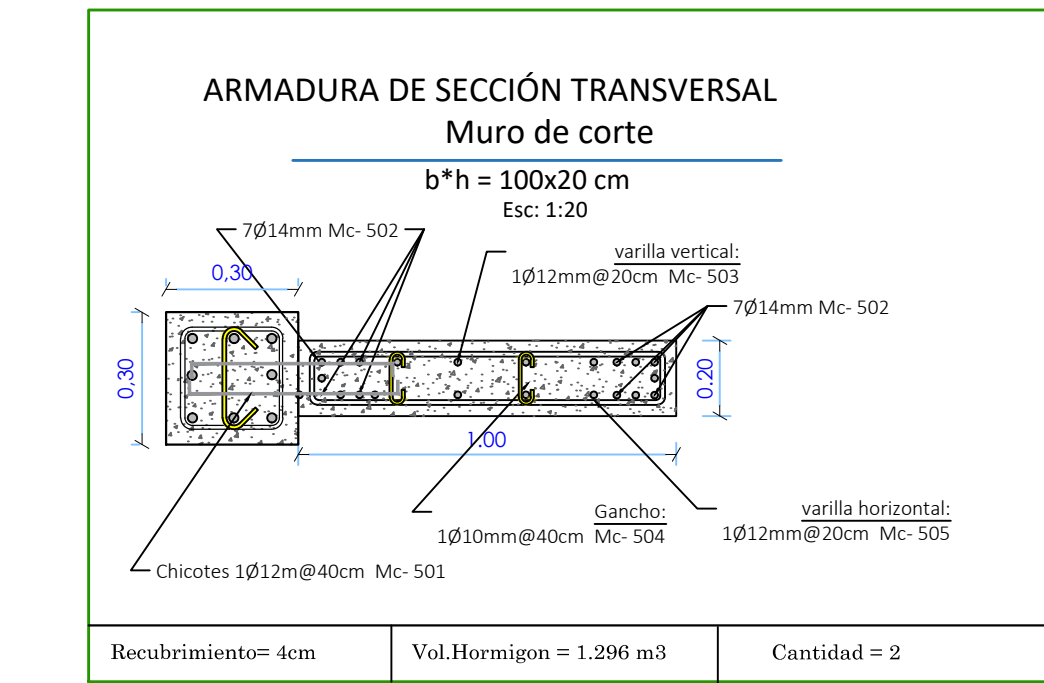


Cant.: 1



DETALLE DE ARMADURA ZAPATA 1 - COLUMNA1

RESUMEN DE HIERROS DEL MURO DE CORTE:				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	10,08	0,617	6,219	0,84
12	150,6	0,888	133,733	12,55
14	94,08	1,208	113,649	7,84
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
Total (kg)			253,601	



RESUMEN DE HIERROS EN ZAPATAS				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	0	0,617	0	0
12	379,59	0,888	337,076	31,633
14	54	1,208	65,232	4,5
16	0	1,578	0	0
Total (kg)			402,308	

RESUMEN DE HIERROS DE CIMENTACIÓN N = -1.70 m				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	1085,6	0,617	669,815	90,467
12	981,59	0,888	871,652	81,799
14	86,8	1,208	104,854	7,233
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
Total (kg)			1646,321	

DETALLE DE SECCIÓN DE: COLUMNAS - ZAPATAS

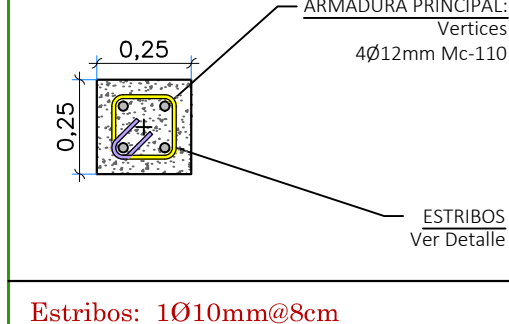
Especificación de Estribos
Esc: 1:20

Columna C3 en Zap-Z3

Esc: 1:20

Sección de Armadura:

Recubrimiento= 3cm



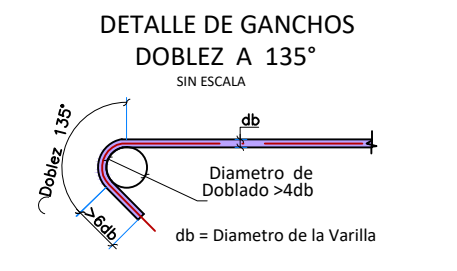
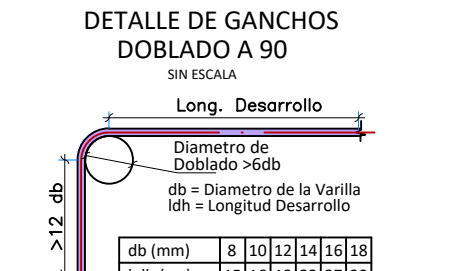
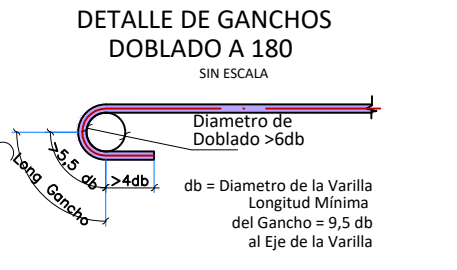
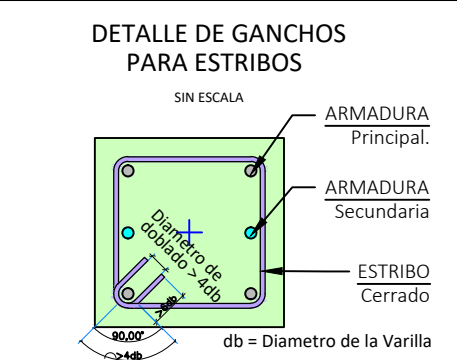
Estribos: 1Ø10mm@8cm

1Ø10 Mc-E105

L=92cm

Cant.: 69

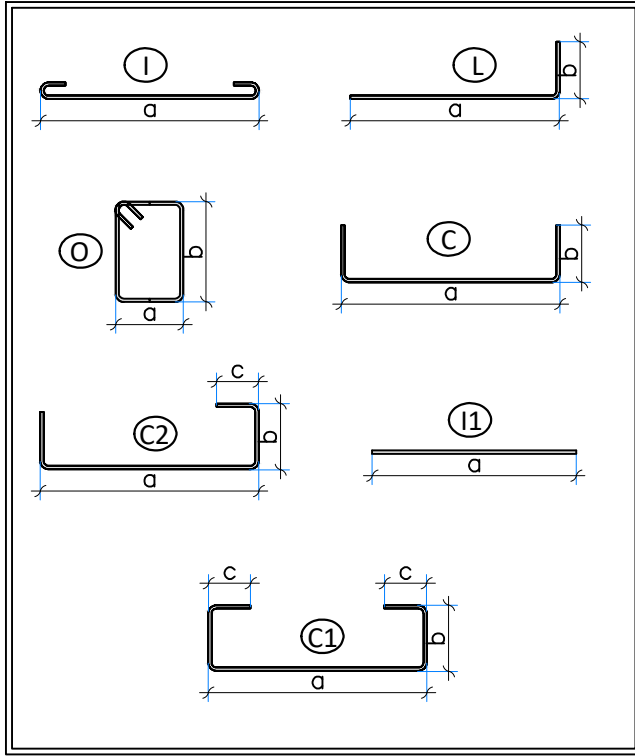
Cant.: 3



TIPOS DE HIERRO

DETALLE DE CURVADO

ESC: SIN ESCALA



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:

ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR), NEC-SE-2015 (ECUADOR)

HORMIGONES:

- A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
- B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión f'c = 210 kg/cm² (En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:

- A) -Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia fy = 4200 kg/cm²
- B)-En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
- C) -El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
- D) -Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 12.15: 12.16 y 12.17: "Empalmes..."
- E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2 cm; - Vigas: 4 cm; Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

GEOLOGÍA Y SUELOS:

- A) -Peso Específico = 1847,21kg/m³
- B) -Ángulo de fricción interna = 28%
- C) -Coeficiente de Rozamiento = 0.12 q = 3.00k kg/cm2

OBSERVACIONES

- a).- Para la geometría de elementos y acolaciones se especifica en metros (m).
- b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
- c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)

- A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (fy) debe ser mayor igual a 2520kg/cm².
- B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36. Soldadura de ranura Electrodo AWS E7018

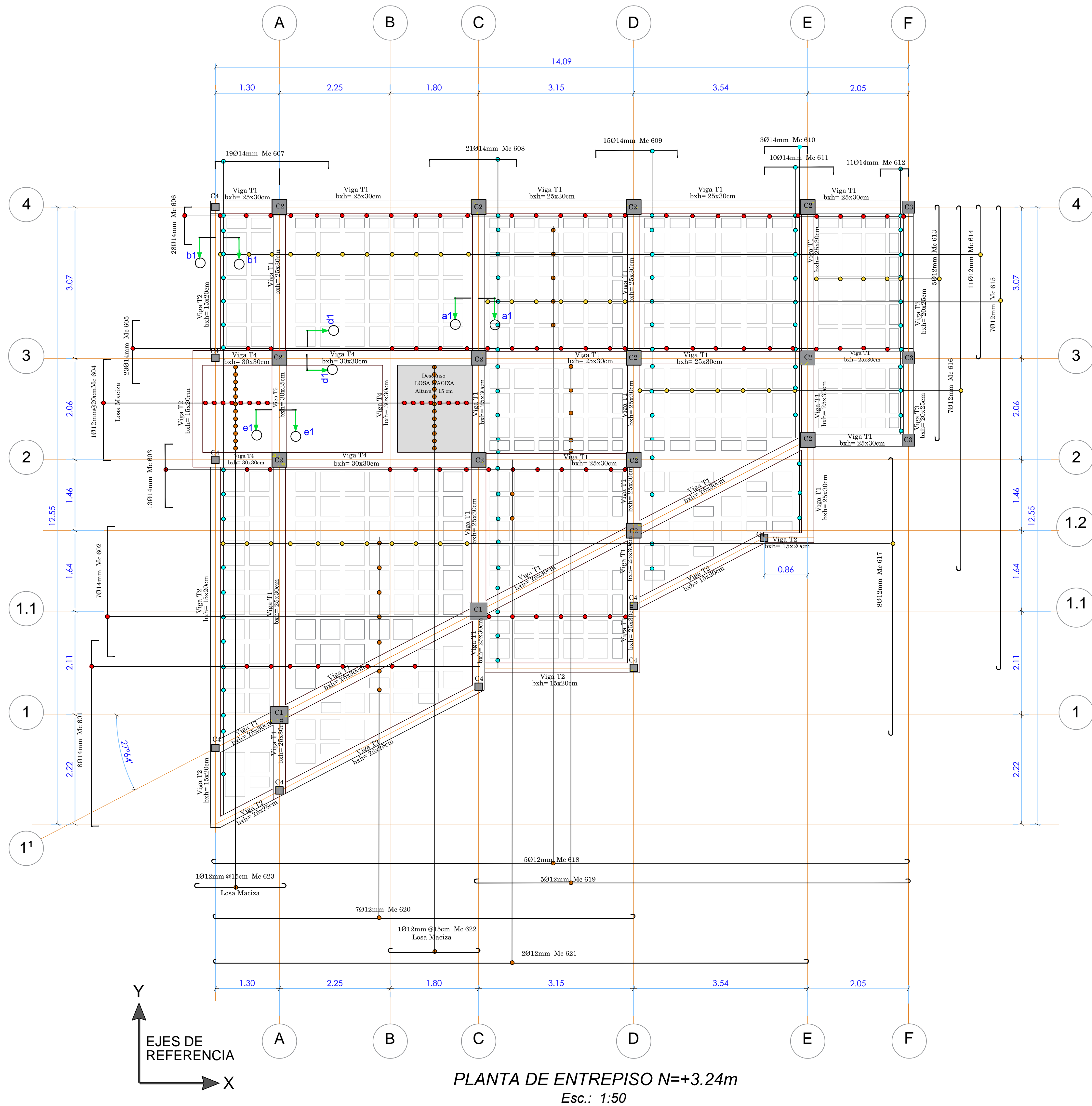
PROYECTO:

Diseño Estructural Edificación de Hormigón Armado

ESCALA: Las Indicadas	DIS: Danilo Molina.
	DIB: Danilo Molinal.
OBSERVACIONES:	REV: Ing. David Cajamarca
	Danilo Molina
CONTENIDO: Detalles de Cimentación N=-1.70	FECHA: 10/Enero/2018
	HOJA: E 02 de 08

RESUMEN DE HIERROS EN VIGAS DE CIMENTACIÓN				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	373,52	0,617	230,462	31,127
12	364,8	0,888	323,942	30,4
14	35,82	1,208	43,271	2,985
16	0	1,578	0	0
Total (kg)			597,675	

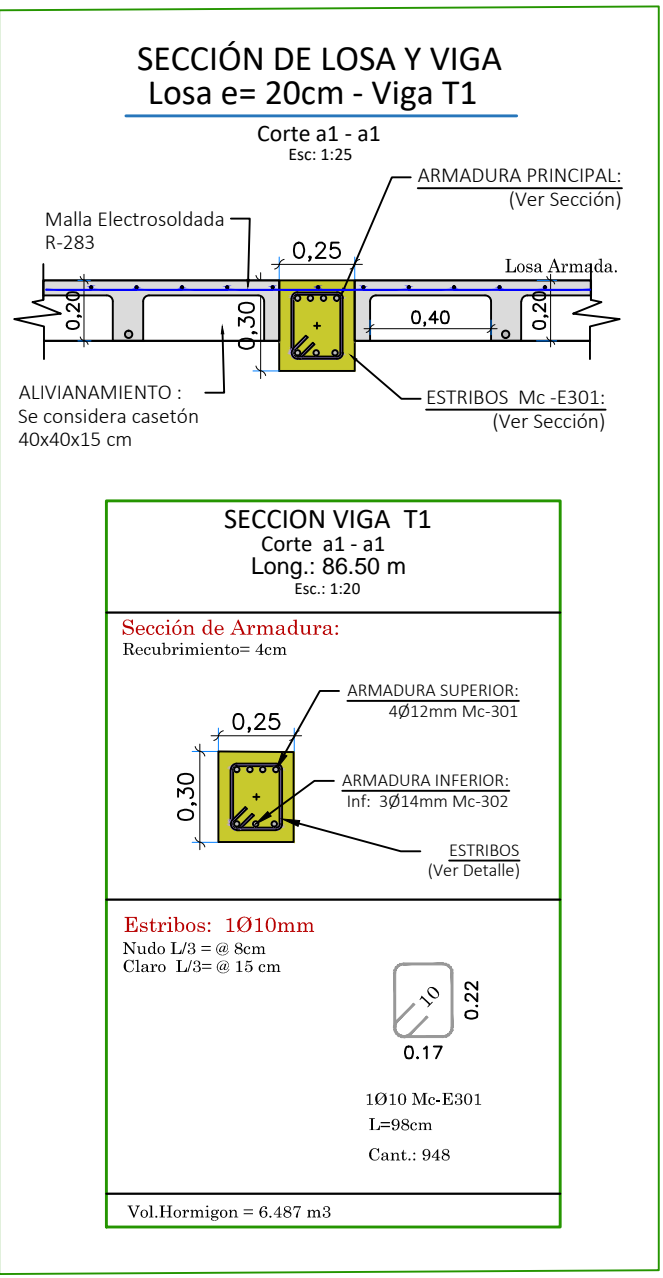
RESUMEN DE HIERROS EN COLUMNAS - ZAPATAS				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	712,08	0,617	439,353	59,34
12	237,2	0,888	210,634	19,767
14	32,8	1,208	39,622	2,733
16	0	1,578	0	0
Total (kg)			689,609	



PLANTA DE ENTREPISO N=+3.24m
Esc.: 1:50

RESUMEN DE HIERROS DE: LOSA N = +3.24m				
Φ (mm)	Long.Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	0	0,617	0	0
12	534,81	0,888	474,911	44,567
14	292,41	1,208	353,231	24,367
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
		Total (kg)	828,142	

PLANILLA DE HIERROS LOSA NIVEL= +3.24m													
Marca	Mc	Ø (mm)	Tipo	Dimensiones (cm)				Ganchos		Cant.	Long. Parcial (m)	Long. Total (m)	Observ. / Localiz.
				a	b	c	d	#	(cm)				
601	14	C		377	15				--	8	4,07	32,56	Nerv_Superior
602	14	C		265	15				--	7	2,95	20,65	Nerv_Superior
603	14	C		130	15				--	13	1,60	20,80	Nerv_Superior
604	12	C		206	15				--	16	2,36	37,76	Acero de Losa maciza
605	14	C		128	15				--	23	1,58	36,34	Nerv_Superior
606	14	C		76	15				--	28	1,06	29,68	Nerv_Superior
607	14	C		230	15				--	19	2,60	49,40	Nerv_Superior
608	14	C		177	15				--	21	2,07	43,47	Nerv_Superior
609	14	C		166	15				--	15	1,96	29,40	Nerv_Superior
610	14	C		88	15				--	3	1,18	3,54	Nerv_Superior
611	14	C		140	15				--	10	1,70	17,00	Nerv_Superior
612	14	C		57	15				--	11	0,87	9,57	Nerv_Superior
613	12	I		484	15			2	2 x 10	5	5,04	25,20	Nervio_Inferior
614	12	I		310	15			2	2 x 10	11	3,30	36,30	Nervio_Inferior
615	12	I		947	15			2	2 x 10	7	9,67	67,69	Nervio_Inferior
616	12	I		746				2	2 x 10	7	7,66	53,62	Nervio_Inferior
617	12	I		566				2	2 x 10	8	5,86	46,88	Nervio_Inferior
618	12	I		1424				2	2 x 10	5	14,44	72,20	Nervio_Inferior
619	12	I		892				2	2 x 10	5	9,12	45,60	Nervio_Inferior
620	12	I		860				2	2 x 10	7	8,80	61,60	Nervio_Inferior
621	12	I		1213				2	2 x 10	2	12,33	24,66	Nervio_Inferior
622	12	I		192				2	2 x 10	15	2,12	31,80	Acero de Losa maciza
623	12	I		190				2	2 x 10	15	2,10	31,50	Acero de Losa maciza

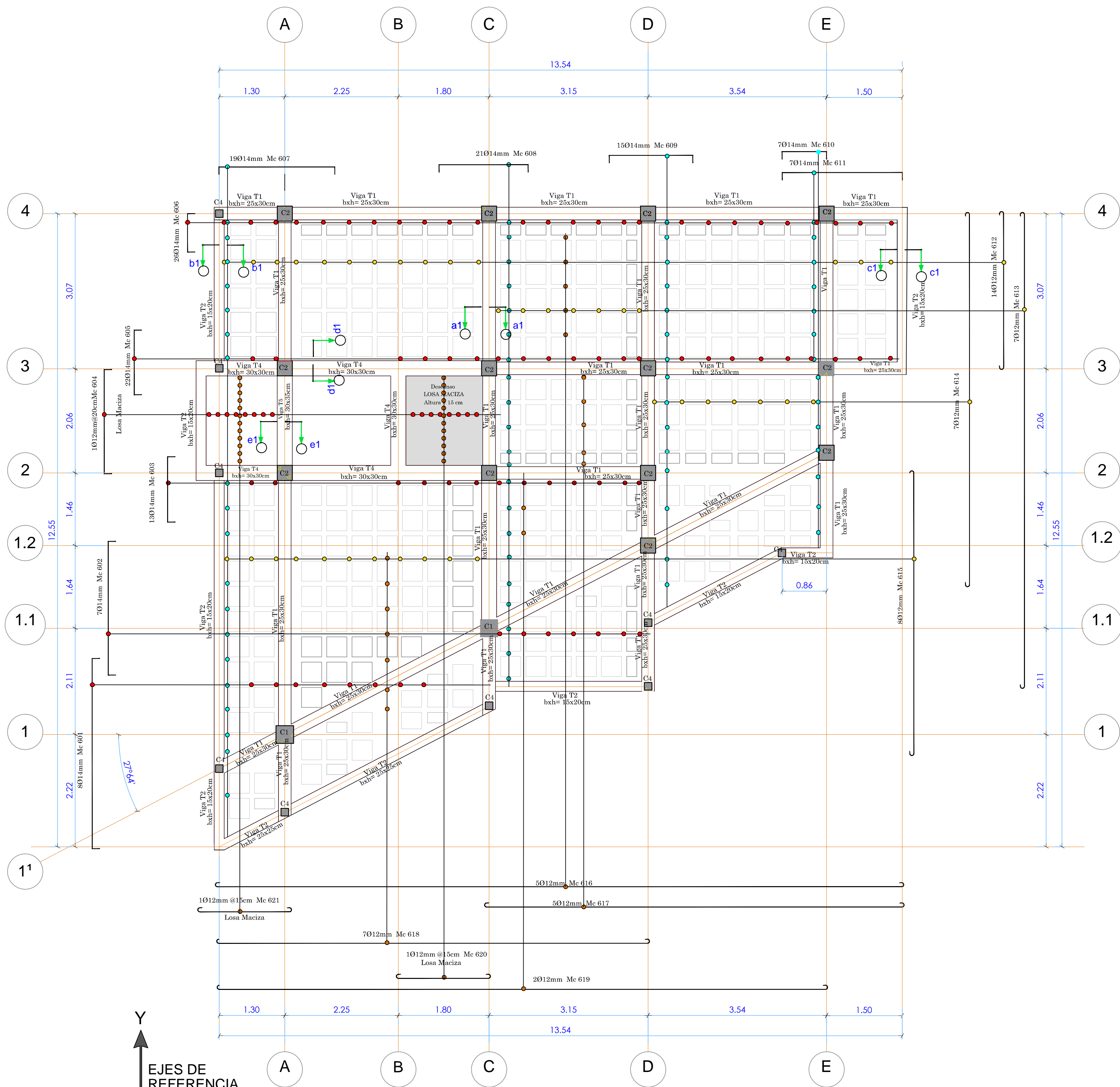


ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:**
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)
- HORMIGONES:**
A)- Tamaño máximo del árido para fundaciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión f'c = 210 kg/cm² (En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)
- REFUERZO:**
A) -Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia fy = 4200 kg/cm²
B)-En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C) -El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D) -Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 12.15: 12.16 y 12.17: Empalmes...
B)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 4 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm
- GEOLÓGIA Y SUELOS:**
A) -Peso Específico = 1847,21kg/m³
B) -Ángulo de fricción interna = 28%
C) -Coeficiente de Rozamiento = 0.12
q = 3.00k kg/cm2
- OBSERVACIONES**
Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).
- ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)**
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (fy) debe ser mayor igual a 2520kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36. Soldadura de ranura Electrodo AWS E7018

PROYECTO:
Diseño Estructural Edificación de Hormigón Armado

ESCALA: Las Indicadas	OBSERVACIONES:	DIS: Danilo Molina.	
		DIB: Danilo Molinal.	
		REV: Ing. David Cajamarca	
		<div></div> <div>Danilo Molina</div>	
CONTENIDO:	Planta de entre piso Nivel= 3,24m	FECHA: 10/Enero/2018	
		HOJA: E 03 de08	



PLANTA DE ENTREPISO N= 6.14m,N= 9.04m,N= 11.94m

Esc.: 1:50

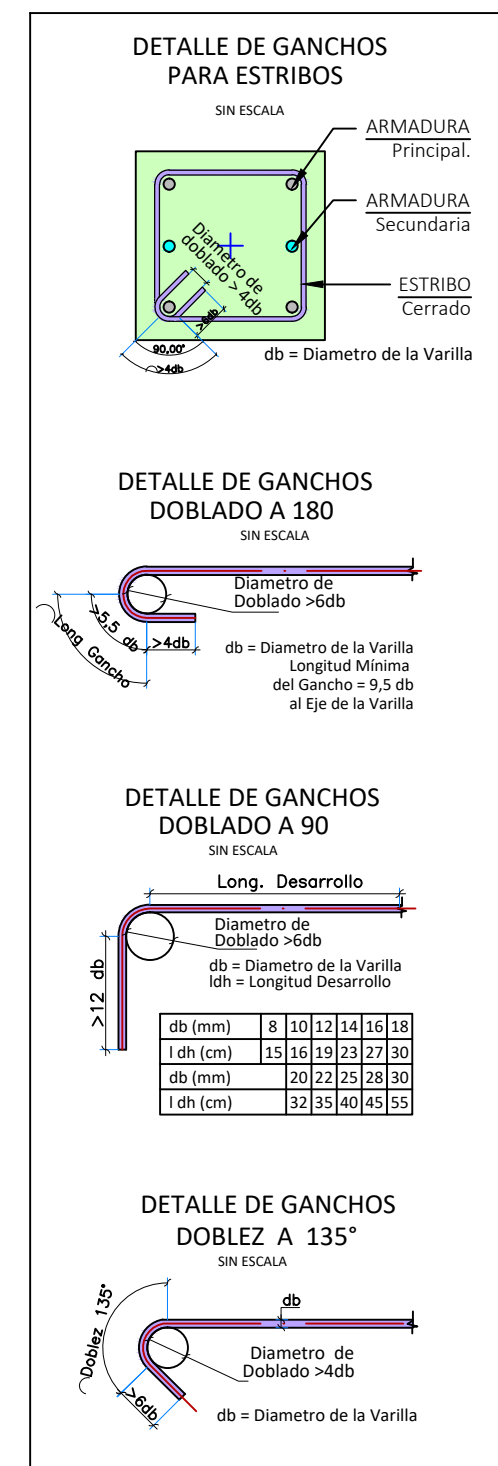
RESUMEN DE HIERROS DE: LOSA N = + 9.04m				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	0	0,617	0	0
12	519,51	0,888	461,325	43,293
14	289,32	1,208	349,499	24,11
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
Total (kg)			810,824	

RESUMEN DE HIERROS DE: LOSA N = +6.14 hasta 11.94m				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	0	0,617	0	0
12	1558,53	0,888	1383,975	129,878
14	867,96	1,208	1048,496	72,33
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
Total (kg)			2432,471	

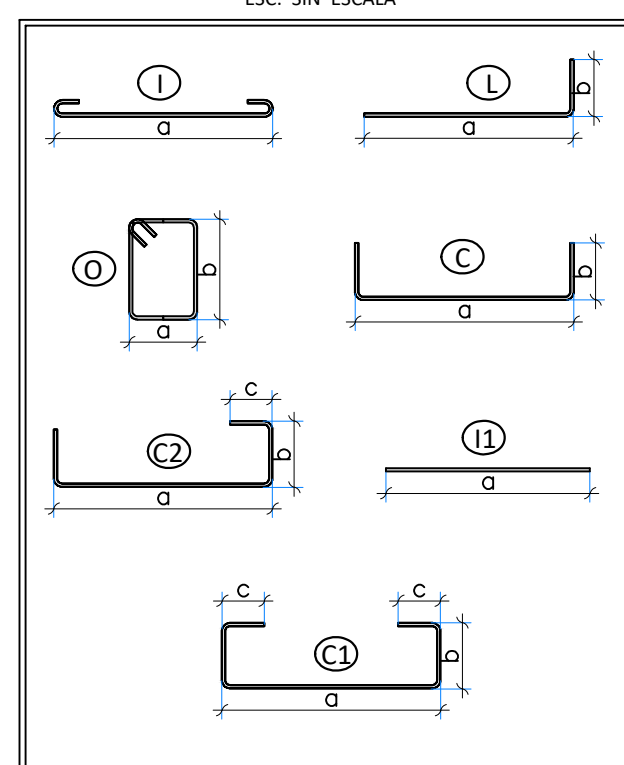
RESUMEN DE HIERROS DE: LOSA N = + 3.24m hasta 11.94m				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	0	0,617	0	0
12	2093,34	0,888	1858,886	174,445
14	1160,37	1,208	1401,727	96,698
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
Total (kg)			3260,613	

PLANILLA DE HIERROS LOSA NIVEL= +6.14m												
Marca	ø	Tipo	Dimensiones (cm)				Ganchos		Cant.	Long. Parcial	Long. Total	Observ. / Localiz.
Mc	(mm)		a	b	c	d	#	(cm)	Uni.	(m)	(m)	
601	14	C	377	15				--	8	4,07	32,56	Nerv_Superior
602	14	C	265	15				--	7	2,95	20,65	Nerv_Superior
603	14	C	130	15				--	13	1,60	20,80	Nerv_Superior
604	12	C	206	15				--	16	2,36	37,76	Acero de Losa maciza
605	14	C	128	15				--	23	1,58	36,34	
606	14	C	76	15				--	28	1,06	29,68	Nerv_Superior
607	14	C	230	15				--	19	2,60	49,40	Nerv_Superior
608	14	C	177	15				--	21	2,07	43,47	Nerv_Superior
609	14	C	166	15				--	15	1,96	29,40	Nerv_Superior
610	14	C	88	15				--	7	1,18	8,26	Nerv_Superior
611	14	C	238	15				--	7	2,68	18,76	Nerv_Superior
612	12	I	310	15			2	2 x 10	14	3,30	46,20	Nervio_Inferior
613	12	I	947	15			2	2 x 10	7	9,67	67,69	Nervio_Inferior
614	12	I	746	15			2	2 x 10	7	7,66	53,62	Nervio_Inferior
615	12	I	566	15			2	2 x 10	8	5,86	46,88	Nervio_Inferior
616	12	I	1424	15			2	2 x 10	5	14,44	72,20	Nervio_Inferior
617	12	I	892	15			2	2 x 10	5	9,12	45,60	Nervio_Inferior
618	12	I	860	15			2	2 x 10	7	8,80	61,60	Nervio_Inferior
619	12	I	1213	15			2	2 x 10	2	12,33	24,66	Nervio_Inferior
620	12	I	192	15			2	2 x 10	15	2,12	31,80	Acero de Losa maciza
621	12	I	190	15			2	2 x 10	15	2,10	31,50	Acero de Losa maciza

RESUMEN DE HIERROS DE: LOSA N = + 6.14m				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	0	0,617	0	0
12	519,51	0,888	461,325	43,293
14	289,32	1,208	349,499	24,11
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
Total (kg)			810,824	



TIPOS DE HIERRO



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015 (ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

HORMIGONES:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe tener una resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
(En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:
A)- Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
B)- En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 12.15; 12.16 y 12.17: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 4 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

GEOLOGÍA Y SUELOS:
A)- Peso Específico = 1847.21 kg/m^3
B)- Ángulo de fricción interna = 28%
C)- Coeficiente de Rozamiento = 0.12
 $q = 3.00 \text{ kg/cm}^2$

OBSERVACIONES
Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 2520 kg/cm^2 .
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36. Soldadura de ranura Electrodo AWS E7018

PROYECTO:

Diseño Estructural Edificación de Hormigón Armado

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

DIS: Danilo Molina.
DIB: Danilo Molinal.
REV: Ing. David Cajamarca

Daniilo Molina

CONTENIDO:

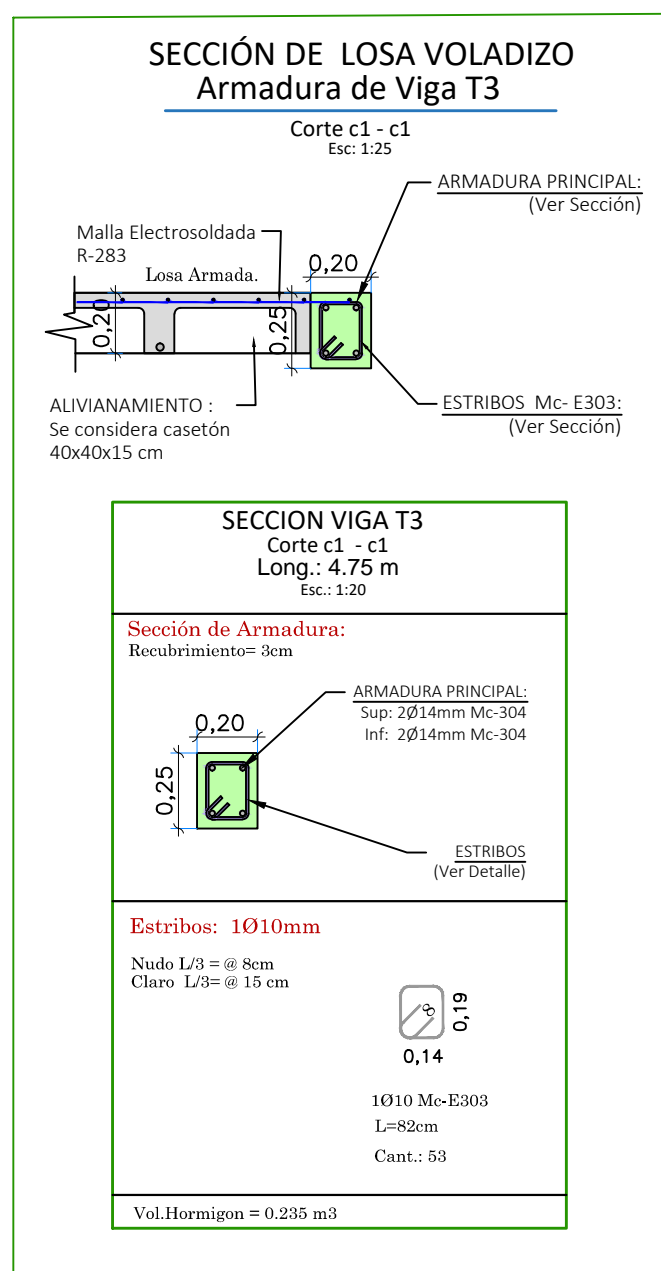
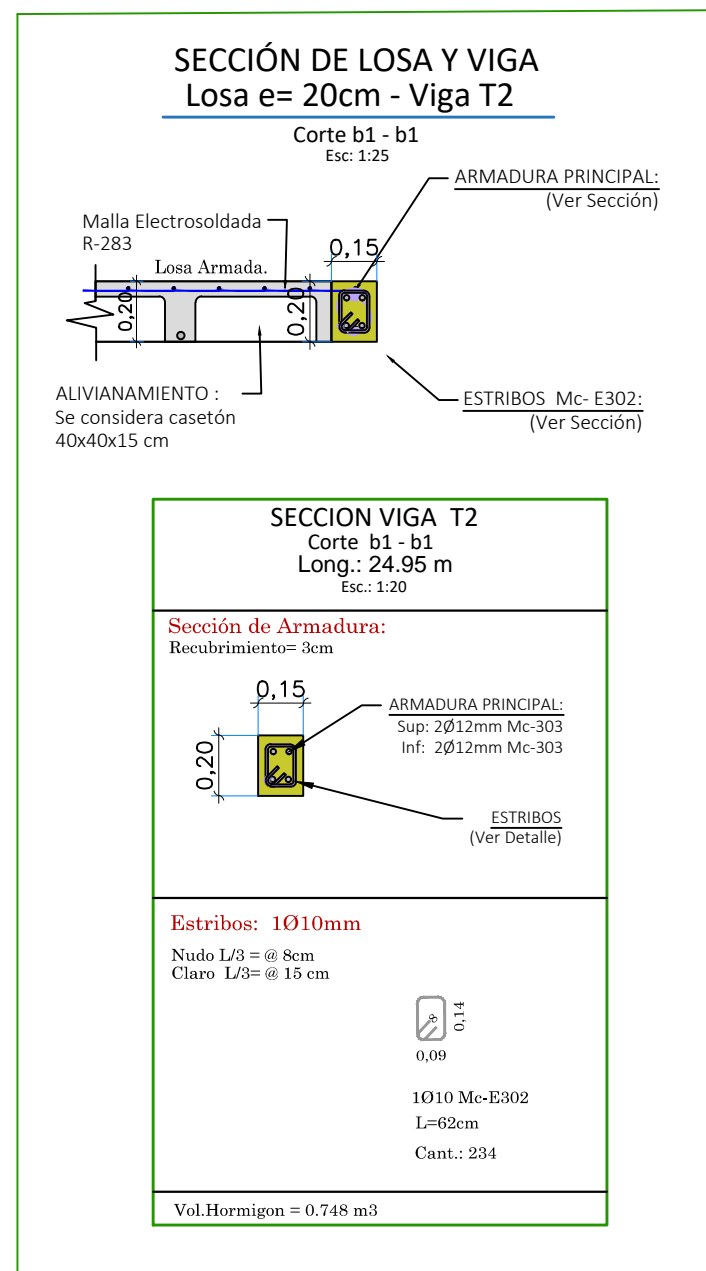
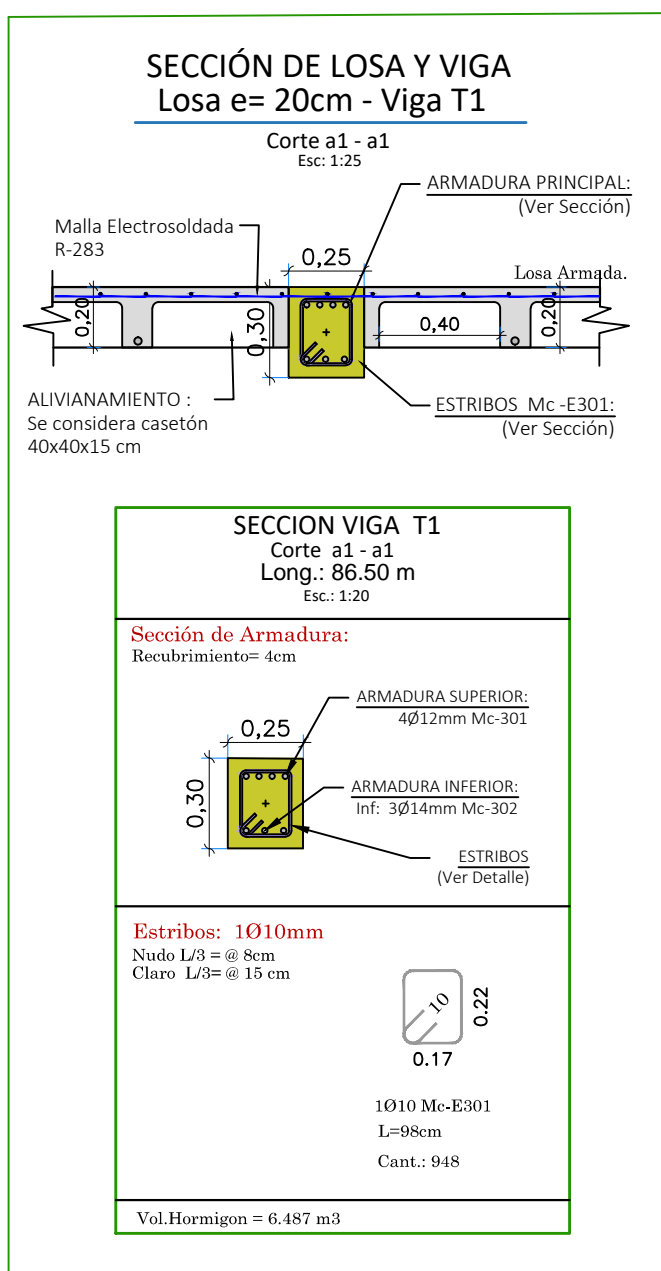
Plantas de entre piso
Nivel= 6,14m Nivel= 9,04m
Nivel= 11,94m

FECHA:

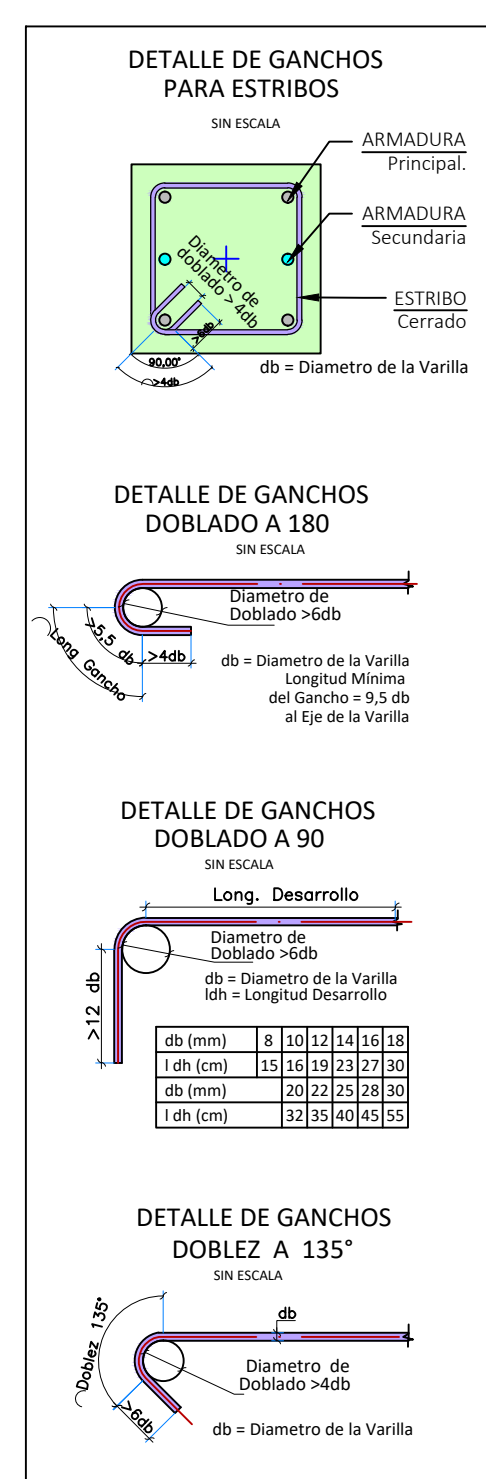
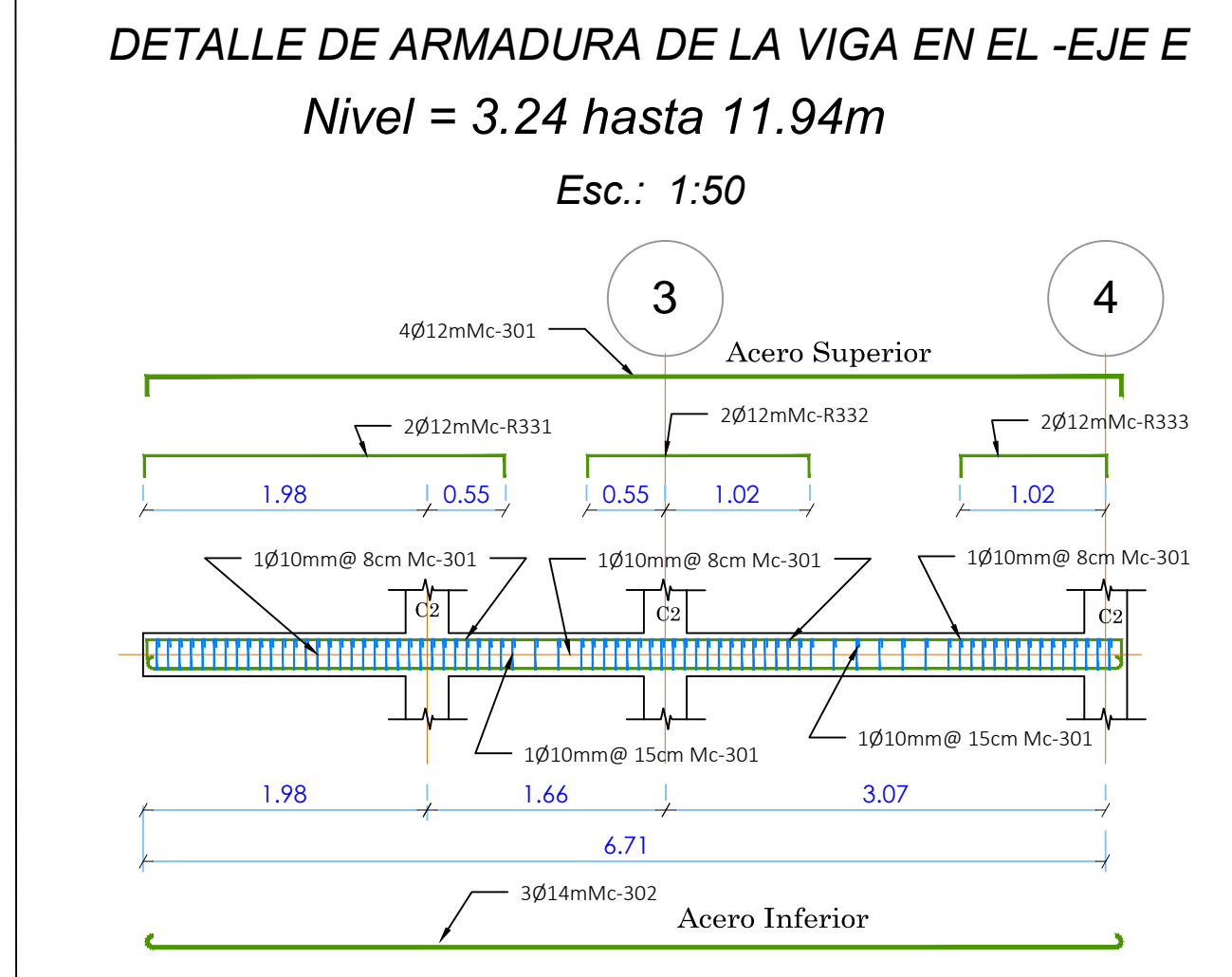
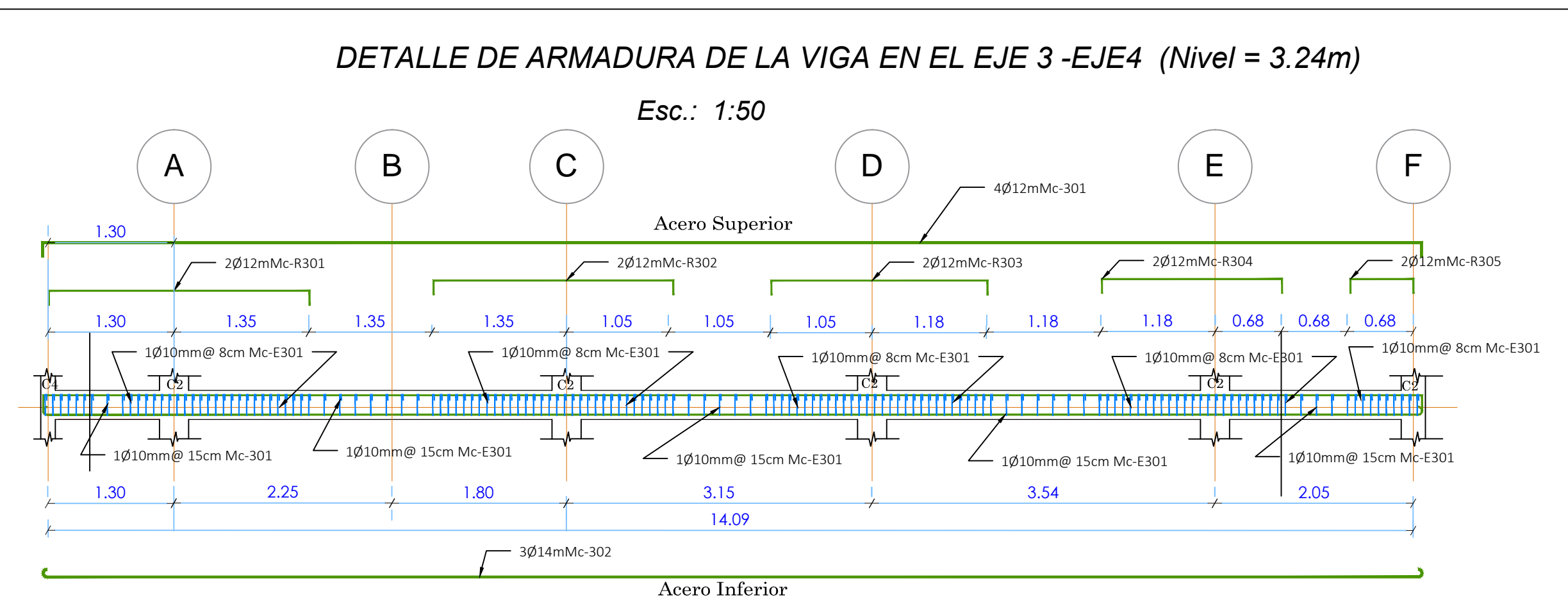
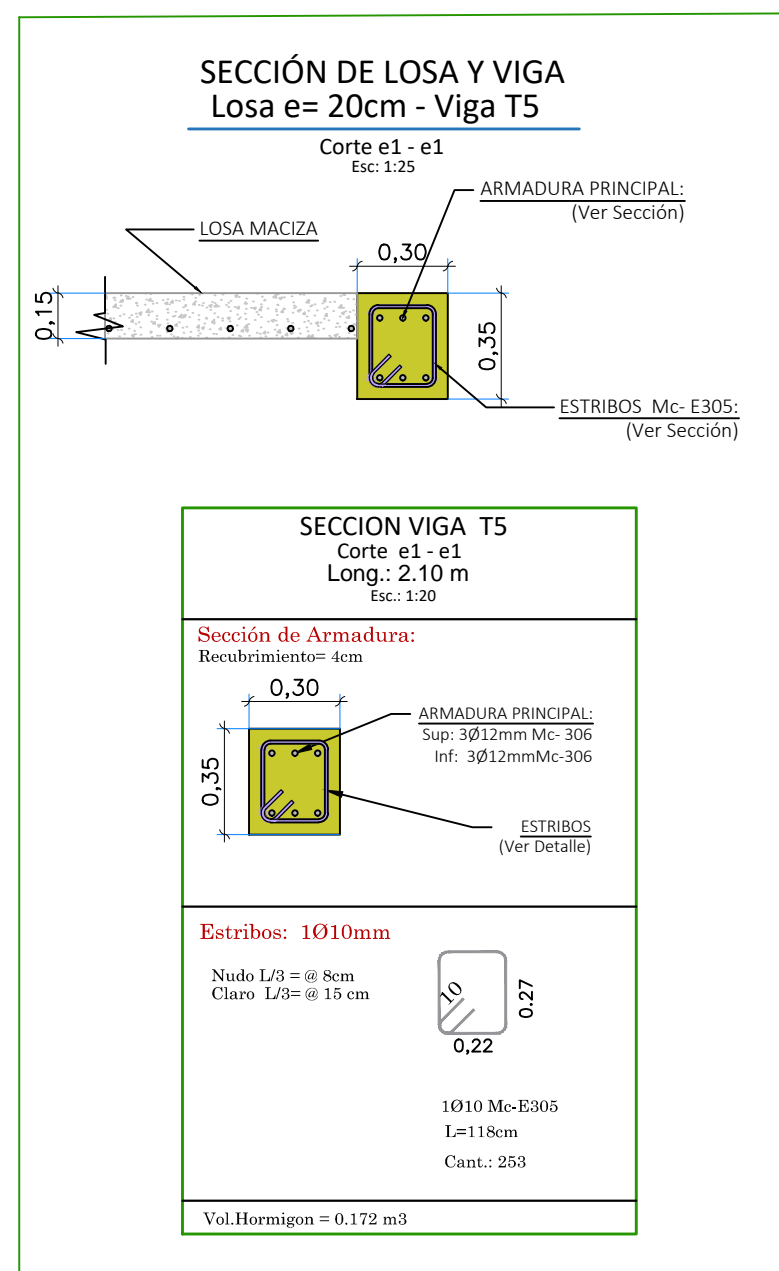
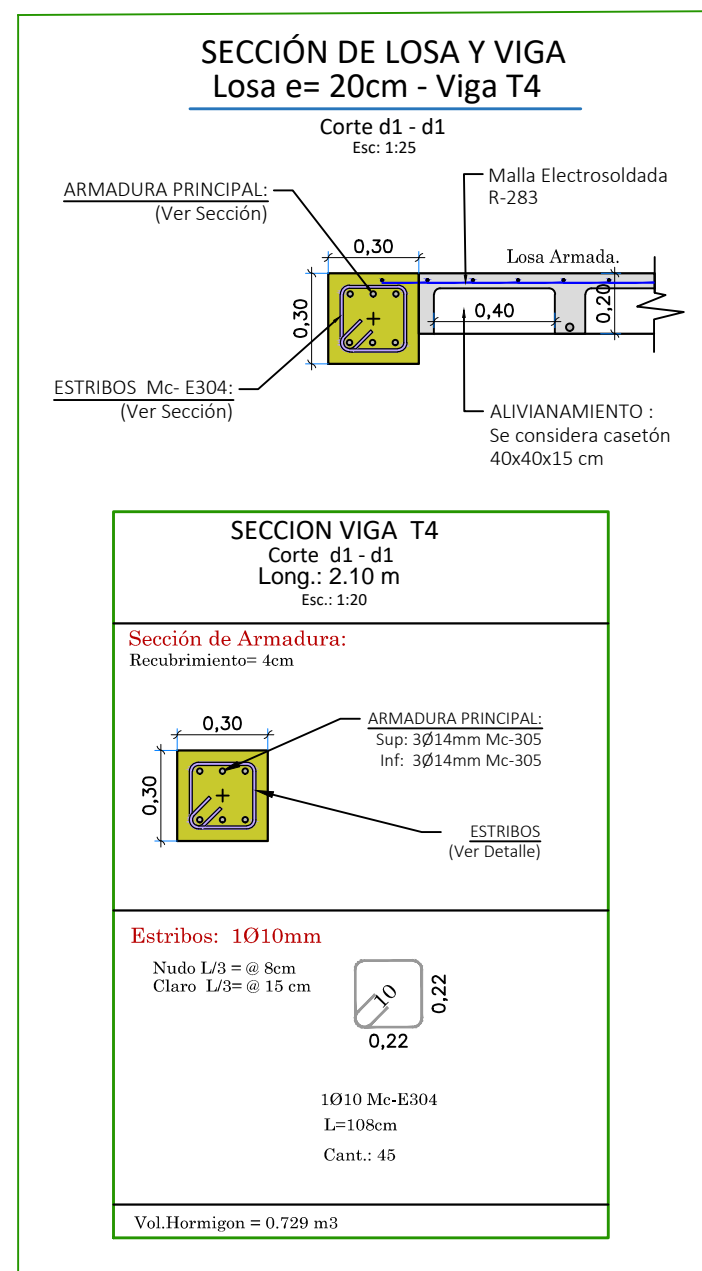
10/Enero/2018

HOJA:

E 04 de 08



PLANILLA DE HIERRO EN VIGAS DE HORMIGÓN NIVEL = 3.24 hasta 11.94m												
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos		Cant.	L.Parc (m)	L.TOTAL	Observ.
			a	b	c	d	#	cm				
R301	12	C	265	15					4	2,95	11,8	Acero en Apoyos
R302	12	C	240	15					4	2,7	10,8	Acero en Apoyos
R303	12	C	223	15					4	2,53	10,12	Acero en Apoyos
R304	12	C	186	15					4	2,16	8,64	Acero en Apoyos
R305	12	C	68	15					4	0,98	3,92	Acero en Apoyos
R306	12	C	265	15					6	2,95	17,7	Acero en Apoyos
R307	12	C	240	15					6	2,7	16,2	Acero en Apoyos
R308	12	C	223	15					6	2,53	15,18	Acero en Apoyos
R309	12	C	268	15					6	2,98	17,88	Acero en Apoyos
R310	12	C	312	15					6	3,42	20,52	Acero en Apoyos
R311	12	C	240	15					6	2,7	16,2	Acero en Apoyos
R312	12	C	223	15					6	2,53	15,18	Acero en Apoyos
R313	12	C	268	15					6	2,98	17,88	Acero en Apoyos
R314	12	C	326	15					8	3,56	28,48	Acero en Apoyos
R315	12	C	173	15					8	2,03	16,24	Acero en Apoyos
R316	12	C	326	15					8	3,56	28,48	Acero en Apoyos
R317	12	C	118	15					8	1,48	11,84	Acero en Apoyos
R318	12	C	172	15					8	2,02	16,16	Acero en Apoyos
R319	12	C	103	15					8	1,33	10,64	Acero en Apoyos
R320	12	C	312	15					8	3,42	27,36	Acero en Apoyos
R321	12	C	240	15					8	2,7	21,6	Acero en Apoyos
R322	12	C	105	15					8	1,35	10,8	Acero en Apoyos
R323	12	C	260	15					8	2,9	23,2	Acero en Apoyos
R324	12	C	174	15					8	2,04	16,32	Acero en Apoyos
R325	12	C	171	15					8	2,01	16,08	Acero en Apoyos
R326	12	C	103	15					8	1,33	10,64	Acero en Apoyos
R327	12	C	298	15					8	3,28	26,24	Acero en Apoyos
R328	12	C	270	15					8	3	24	Acero en Apoyos
R329	12	C	251	15					8	2,81	22,48	Acero en Apoyos
R330	12	C	133	15					8	1,63	13,04	Acero en Apoyos
R331	12	C	253	15					8	2,83	22,64	Acero en Apoyos
R332	12	C	157	15					8	1,87	14,96	Acero en Apoyos
R333	12	C	102	15					8	1,32	10,56	Acero en Apoyos



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015 (ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

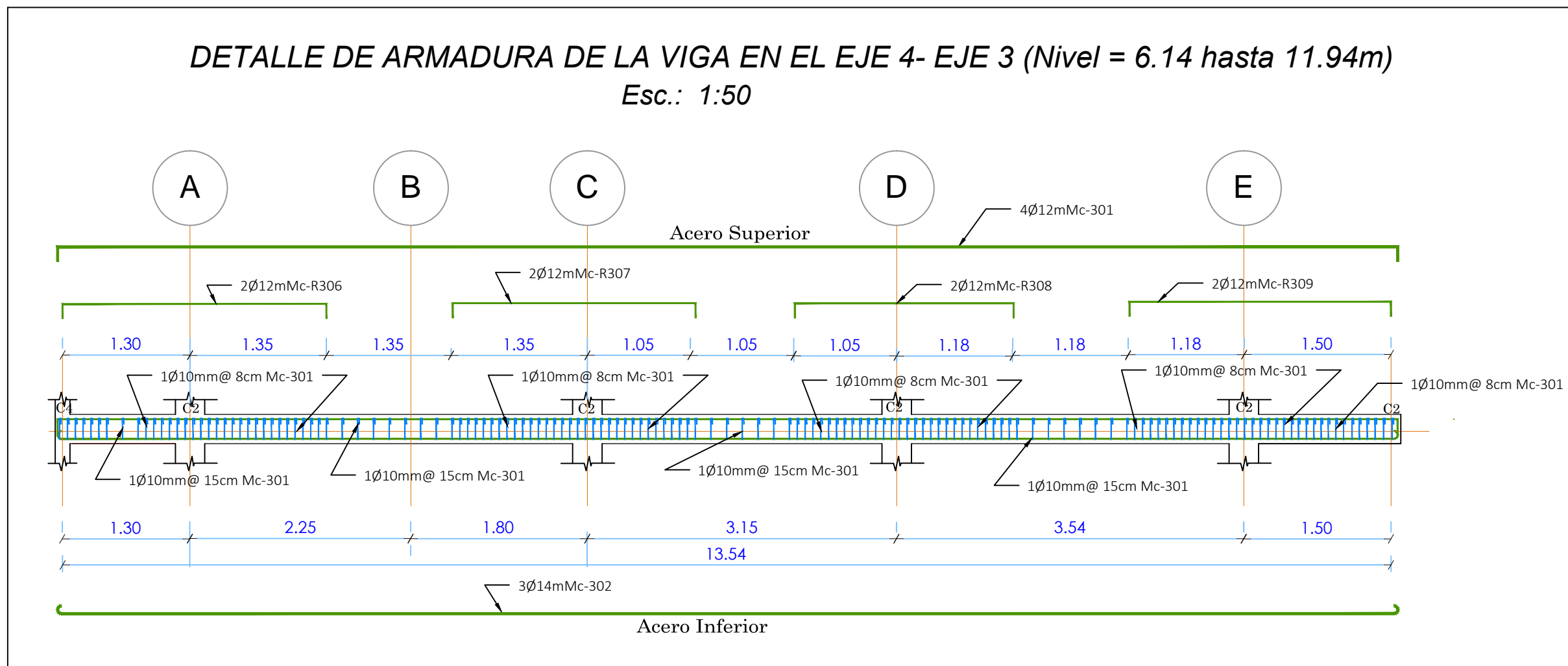
HORMIGONES:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
(En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:
A)- Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
B)- En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 12.15; 12.16 y 12.17: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 4 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

GEOLOGÍA Y SUELOS:
A)- Peso Específico = 1847.21 kg/m³
B)- Ángulo de fricción interna = 28%
C)- Coeficiente de Rozamiento = 0.12
 $q = 3.00 \text{ kg/cm}^2$

OBSERVACIONES
Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 2520 kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36. Soldadura de ranura Electrodo AWS E7018

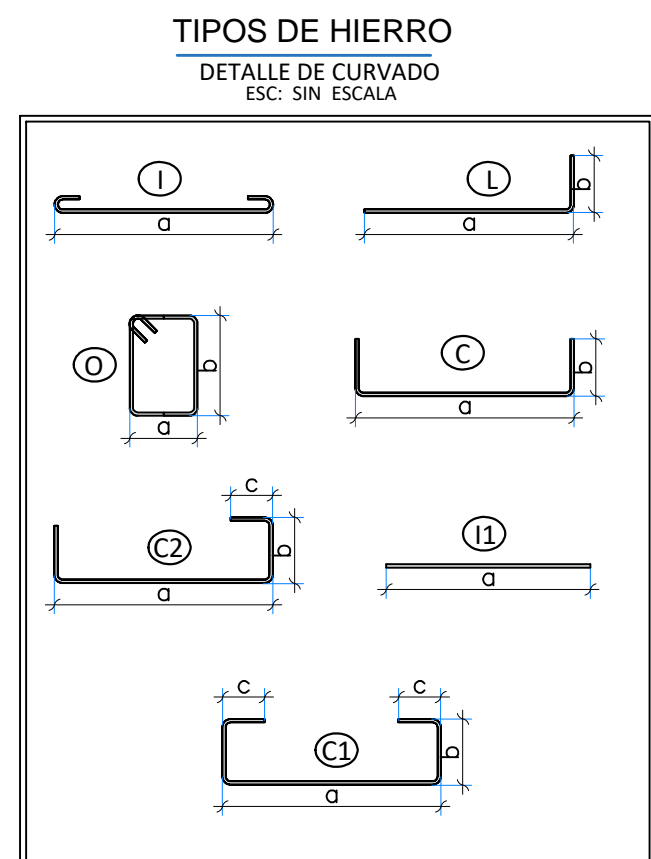


RESUMEN DE HIERROS DE : VIGAS NIVEL = 3.24 m				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	1403,84	0,617	866,169	116,987
12	581,34	0,888	516,229	48,445
14	339,70	1,208	410,358	28,308
16	0,00	1,578	0	0
18	0,00	1,998	0	0
Total (kg)			1792,756	

RESUMEN DE HIERROS DE : VIGAS NIVEL = 6.24 hasta 11.94m				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	4211,52	0,617	2598,508	350,96
12	1744,02	0,888	1548,688	145,335
14	1019,10	1,208	1231,073	84,925
16	0,00	1,578	0	0
18	0,00	1,998	0	0
Total (kg)			5378,269	

RESUMEN DE HIERROS DE : VIGAS NIVEL = 3.24 hasta 11.94m				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	5615,36	0,617	3464,677	467,947
12	2325,36	0,888	2064,917	193,78
14	1358,80	1,208	1641,43	113,233
16	0,00	1,578	0	0
18	0,00	1,998	0	0
Total (kg)			7171,024	

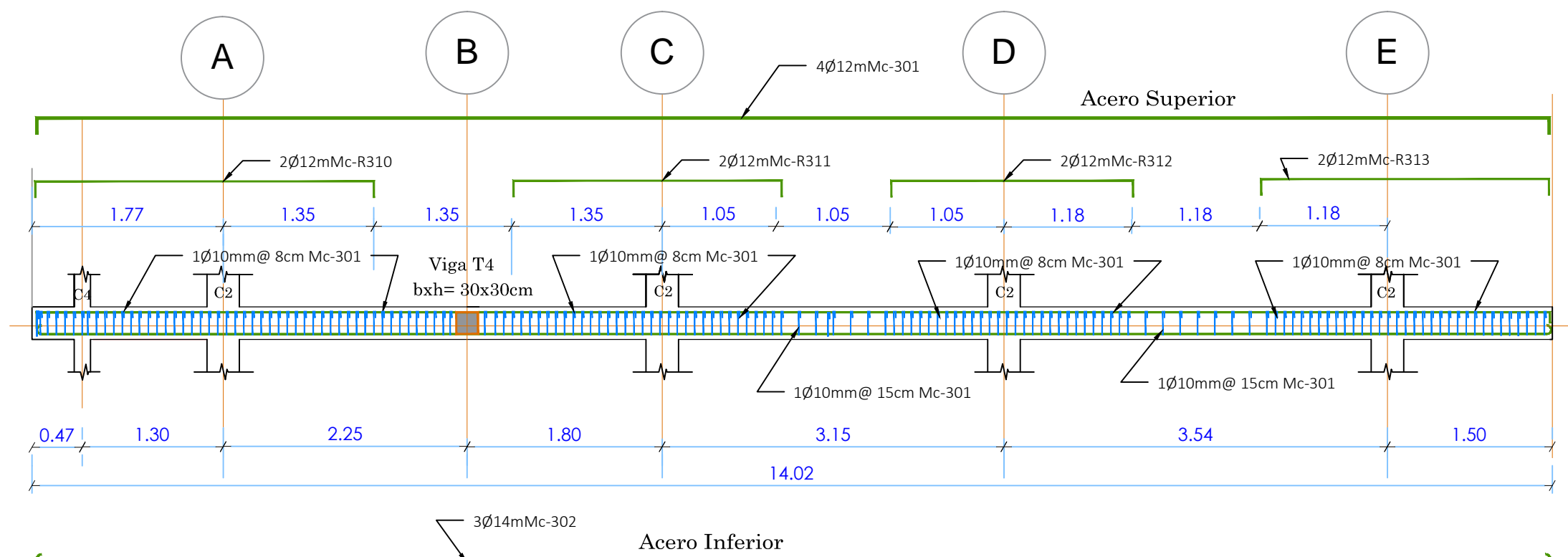
CANTIDADES DE OBRA:		
Total Acero en Vigas de hormigón	7171,024	kg
Total de Hormigon en Vigas	33,48	m³



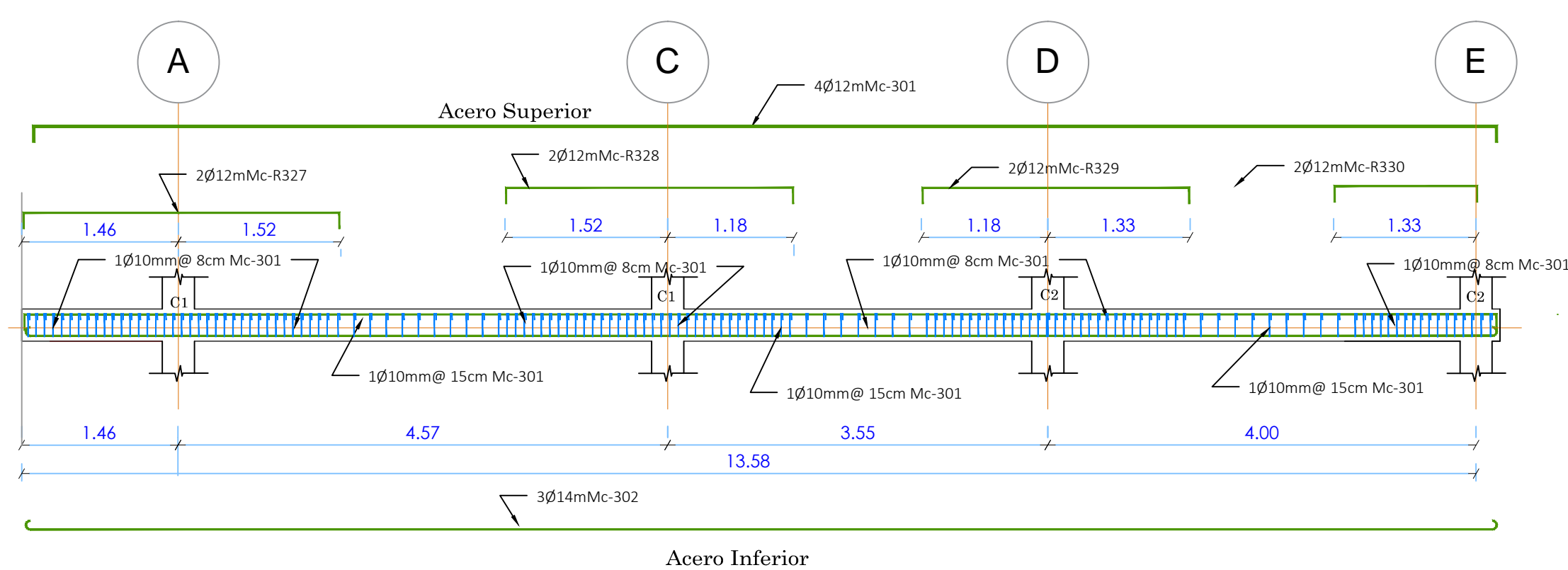
PROYECTO: Diseño Estructural Edificación de Hormigón Armado

ESCALA: Las Indicadas	DIS: Danilo Molina.
	DIB: Danilo Molina.
OBSERVACIONES:	REV: Ing. David Cajamarca
Danilo Molina	
CONTENIDO:	FECHA: 10/Enero/2018
Detalles de armaduras de Vigas Nivel = 3.24m - 11.94m	HOJA: E 05 de 08

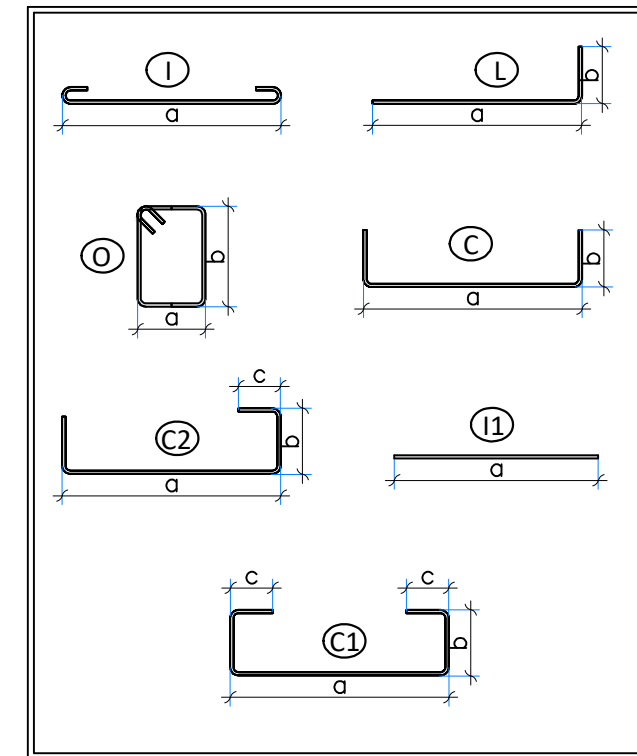
Esc.: 1:50



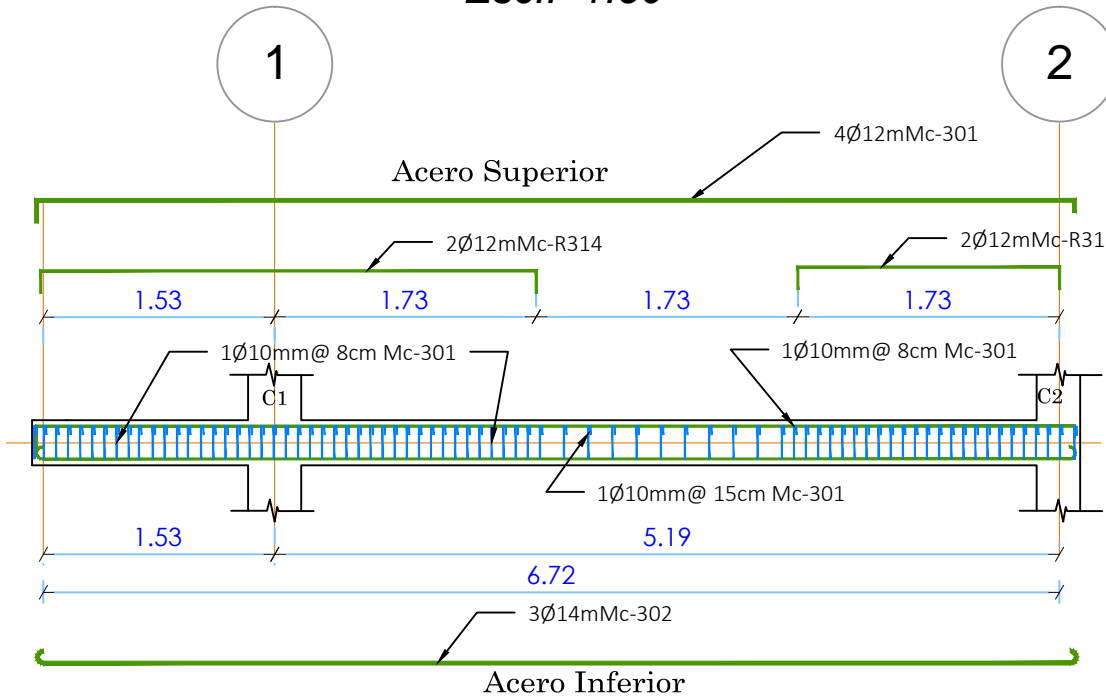
Esc.: 1:50



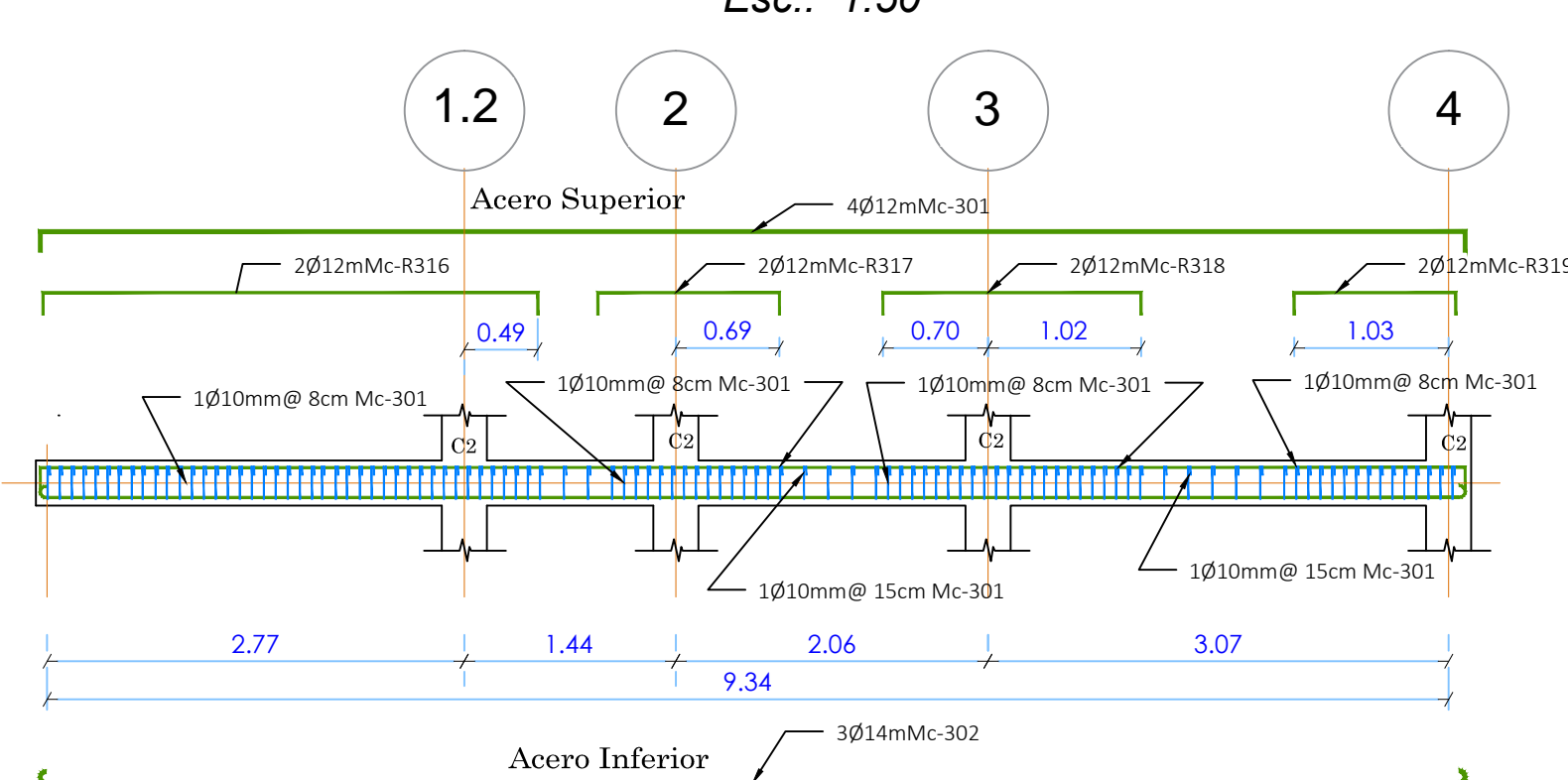
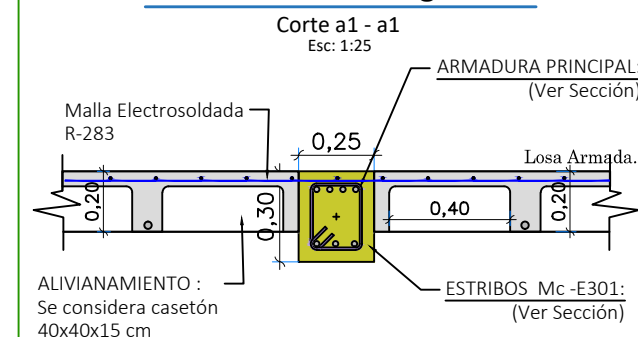
DETALLE DE CURVADO



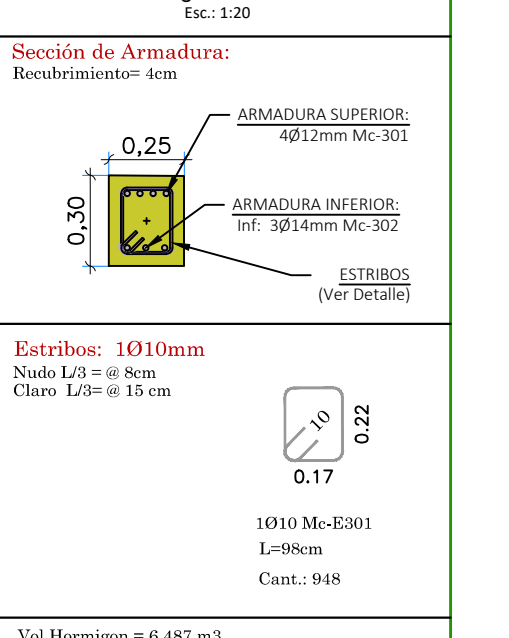
Esc.: 1:50



Esc.: 1:50

Corte a1 - a1
Erg 1/25

Corte a1 - a1
Long.: 86.50 m



NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe tener una resistencia a la compresión $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (se debe de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

A) -Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
B) -En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135°
(Vigas y Columnas)
C) -El primer estribo en vigas colocar a no más de
4 cm del elemento de apoyo
Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA),

- Losas: 2 cm; - Vigas: 4 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

A) -Peso Específico = 1847.21 kg/m^3

C) -Coeficiente de Rozamiento = 0.12
q = 3.00k kg/cm2

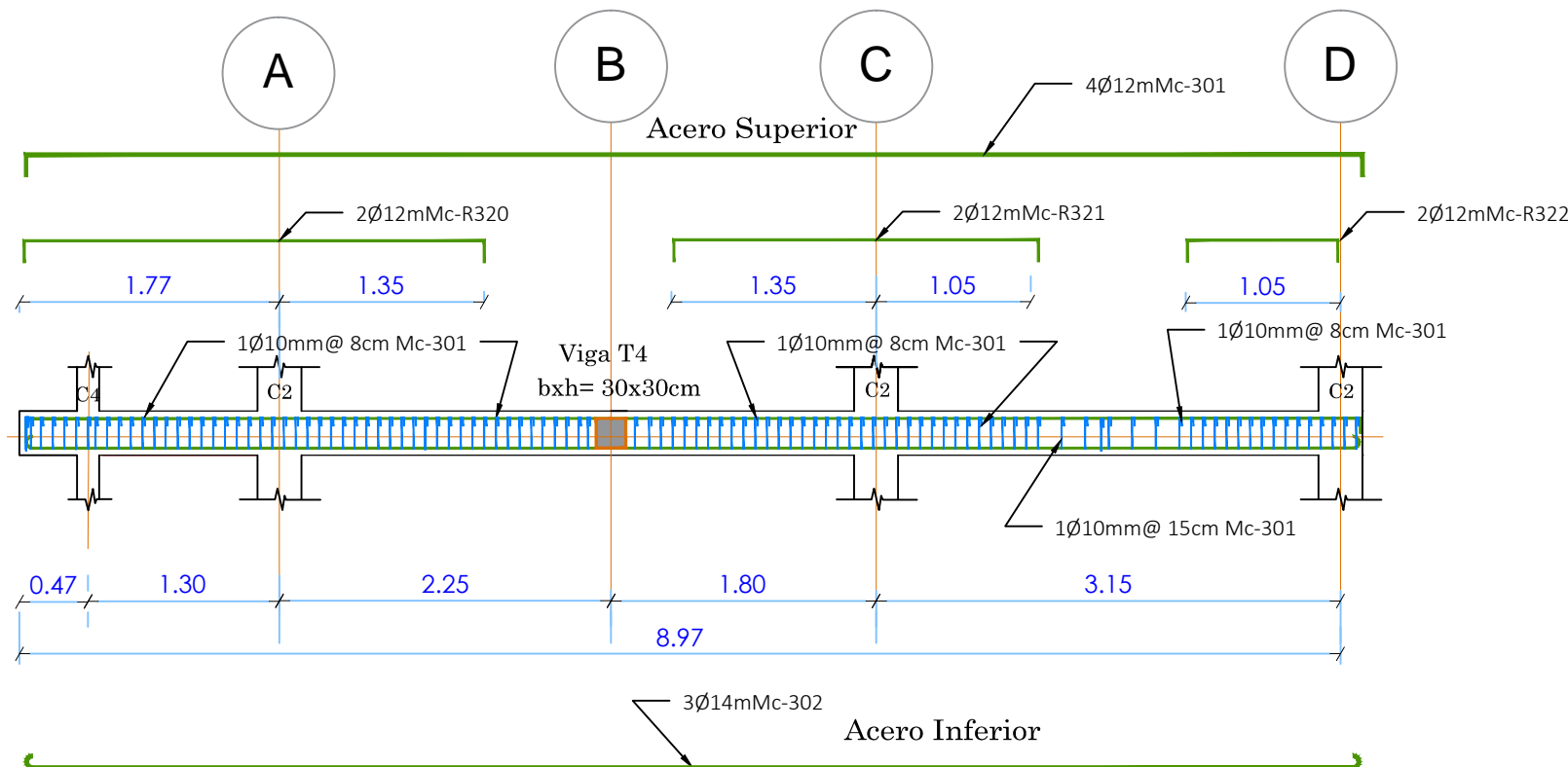
Unidad de medida empleado:
rígido de elementos y gestaciones

- a).- Para la geometría de elementos y aclaraciones se especifica en metros (m).
- b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
- c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

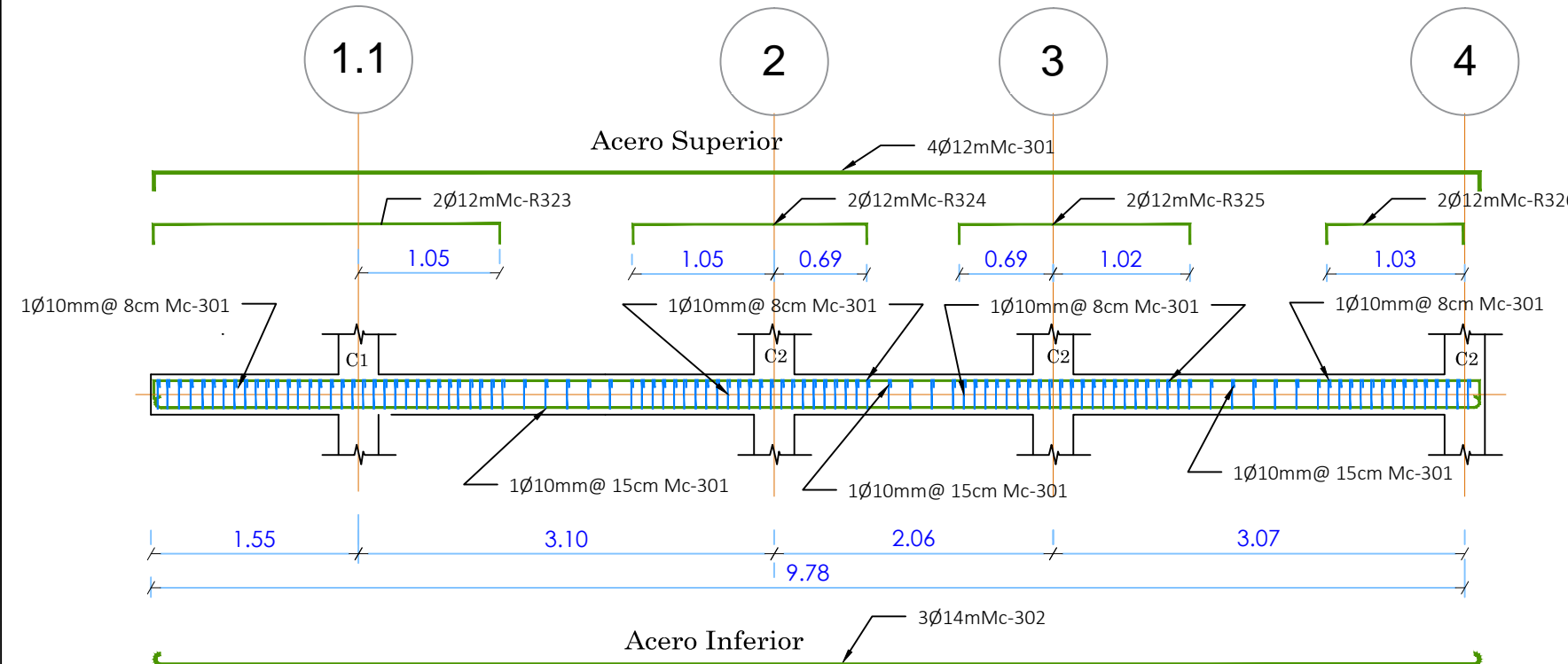
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (fy) debe ser mayor igual a 2520kg/cm².

B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36. Soldadura de ranura Electrodo AWS E7018

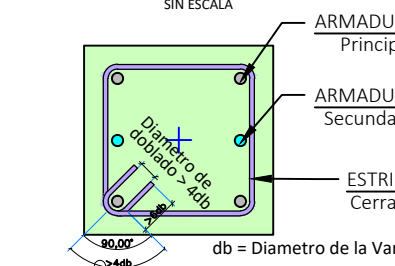
Esc.: 1:50



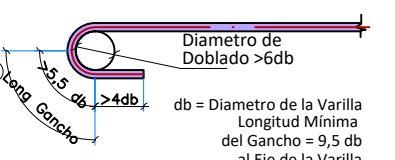
Esc.: 1:50



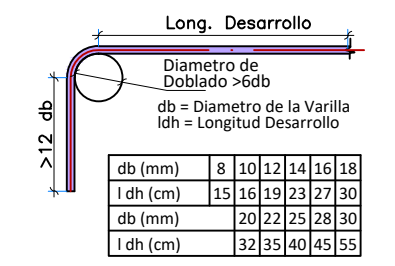
PARA ESTRIBOS



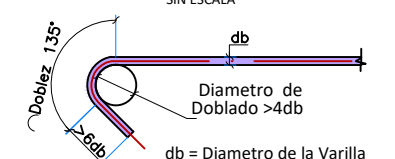
DOBLADO A 180
SIN ESCALA



DOBLADO A 90
SIN ESCALA




DOBLEZ A 135°
SIN ESCALA



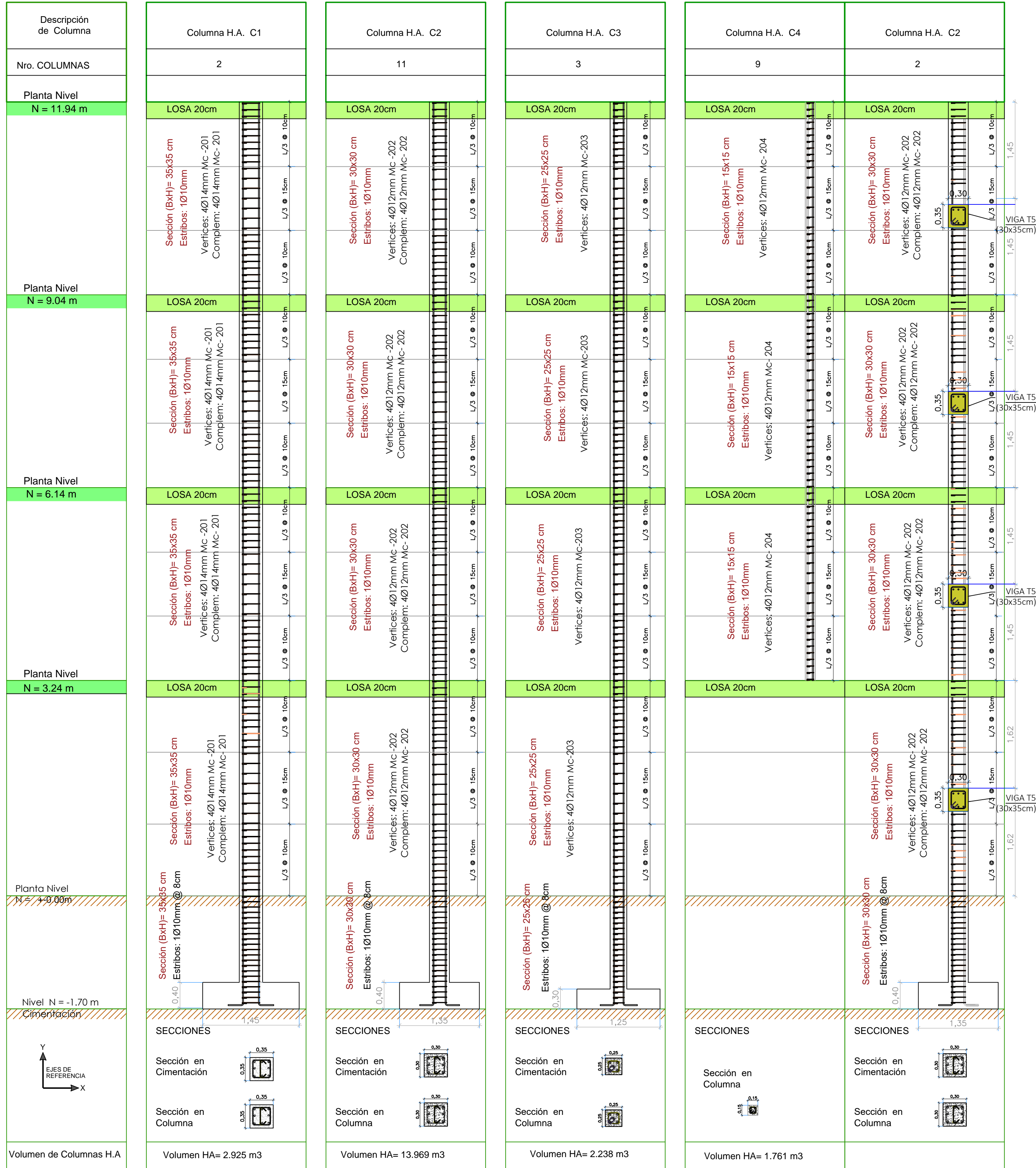
PLANILLA DE HIERRO EN VIGAS DE HORMIGÓN NIVEL = 3.24 m												
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos		Cant.	L.Parc (m)	L.TOTAL	Observ.
			a	b	c	d	#	cm				
301	12	II	8650				--	--	4	86,5	346	Viga T1 (25x30)
302	14	II	8650				--	--	3	86,5	259,5	Viga T1 (25x30)
303	12	II	2495				--	--	4	24,95	99,8	Viga T2 (15x20)
304	14	II	475				--	--	4	4,75	19	Viga T3 (20x25)
305	14	II	1020				--	--	6	10,2	61,2	Viga T4 (30x30)
306	12	II	210				--	--	6	2,1	12,6	Viga T5 (35x30)
E301	10	O	17	22			2	2X10	945	0,98	926,1	Estr. Viga T1
E302	10	O	9	14			2	2X8	250	0,62	155	Estr. Viga T2
E303	10	O	14	19			2	2X8	53	0,82	43,6	Estr. Viga T3
E304	10	O	22	22			2	2X10	228	1,08	246,24	Estr. Viga T4
E305	10	O	22	27			2	2X10	28	1,18	33,04	Estr. Viga T5

RESUMEN DE HIERROS DE : VIGAS NIVEL = 3.24 hasta 11.94m				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	5615,36	0,617	3464,677	467,947
12	2325,36	0,888	2064,917	193,78
14	1358,80	1,208	1641,43	113,233
16	0,00	1,578	0	0
18	0,00	1,998	0	0
		Total (kg)	7171,024	

PROYECTO:	
Diseño Estructural Edificación de Hormigón Armado	
ESCALA: Las Indicadas	DIS: Danilo Molina. DIB: Danilo Molinal. REV: Ing. David Cajamarca
OBSERVACIONES:	<div style="text-align: center;">  Danilo Molina </div>
CONTENIDO:	FECHA: HOJA: E 06 de 08
Detalles de armaduras de Vigas Nivel = 3.24m - 11.94m	

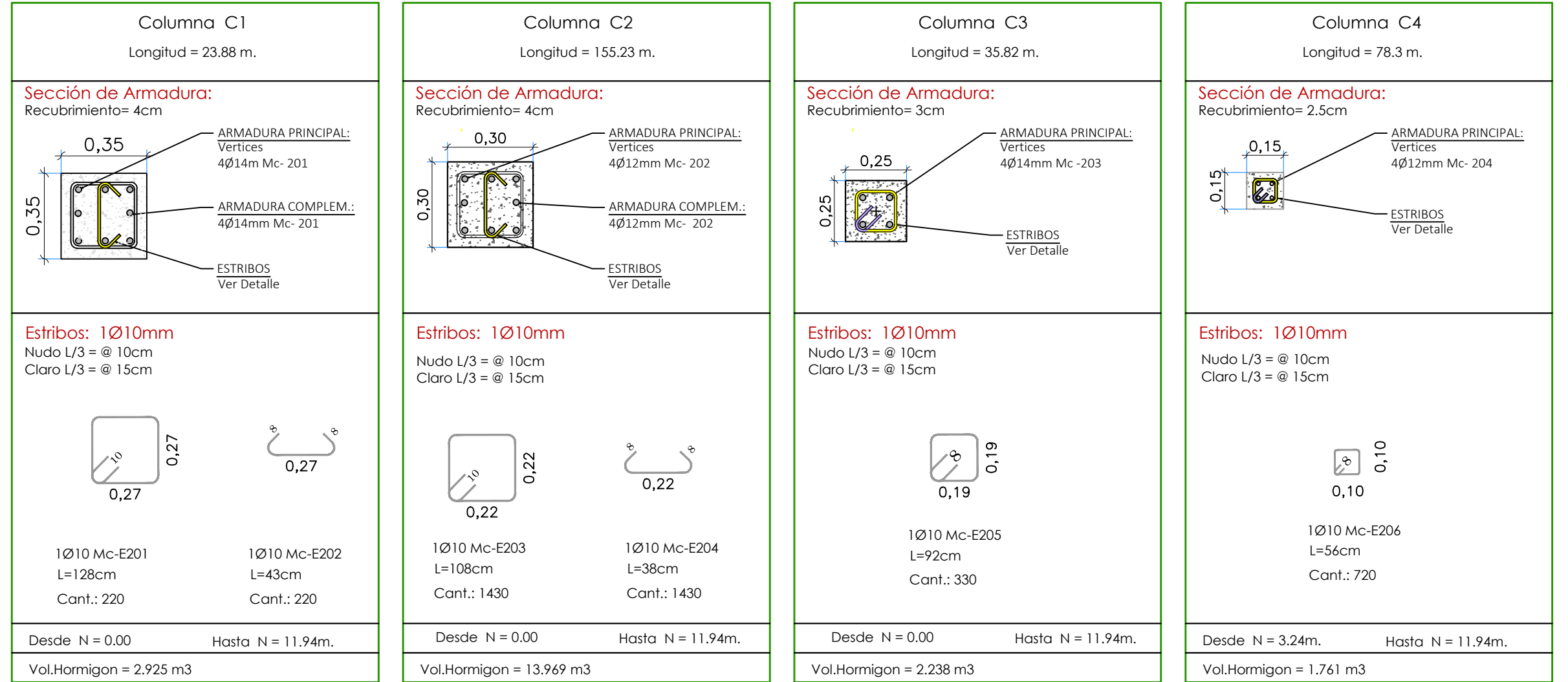
ARMADURA DE COLUMNAS

Detalle de Armaduras
ESC.: 1:40



SECCIÓN DE ARMADURA: COLUMNAS

Especificación de Estribos
Esc: 1:20



RESUMEN DE HIERROS EN: COLUMNA 1				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	376,2	0,617	232,115	31,35
12	0	0,888	0	0
14	191,04	1,208	230,776	15,92
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
20	0	2,466	0	0
		Total (kg)	462,891	

RESUMEN DE HIERROS EN: COLUMNA 2				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	2087,8	0,617	1288,173	173,983
12	1241,76	0,888	1102,683	103,48
14	0	1,208	0	0
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
20	0	2,466	0	0
		Total (kg)	2390,856	

RESUMEN DE HIERROS DE: COLUMNAS				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	3170,8	0,617	1956,384	264,233
12	1698,24	0,888	1508,037	141,52
14	191,04	1,208	230,776	15,92
16	0	1,578	0	0
		Total (kg)	3695,197	

CANTIDADES DE OBRA : COLUMNAS				
Columnas	Hormigón	Acero Estruct	Encofrado	
Tipo	Longitud	m3	kg	m2
C1 (35x35 cm)	23,88	2,925	462,891	33,43
C2 (30x30 cm)	155,22	13,969	2390,856	186,26
C3 (25x25 cm)	35,82	2,238	314,554	35,82
C4 (15x15 cm)	78,3	1,761	526,896	46,98
TOTAL	293,22	20,893	3695,197	302,49
Cuantías C1 :		158,253	kg/m3	
Cuantías C2 :		171,154	kg/m3	
Cuantías C3 :		140,551	kg/m3	
Cuantías C4 :		299,203	kg/m3	

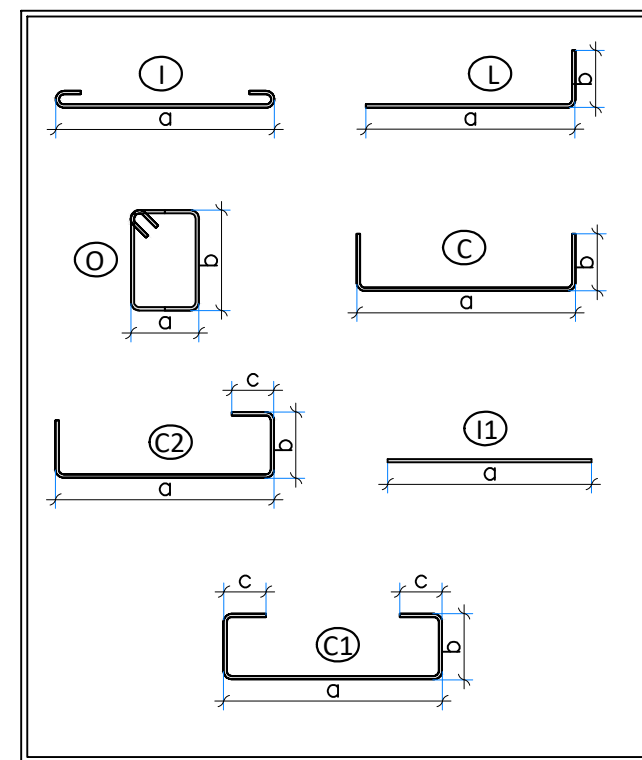
PLANILLA DE HIERRO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN N: 0.00 m hasta N: 11.94 m												
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos		Cant.	L.Parc (m)	L.TOTAL	Observ.
			a	b	c	d	#	cm				
201	14	I	2388						8	23,88	191,04	Col 1 (35x35)
202	12	I	15522						8	155,22	1241,76	Col 2 (30x30)
203	12	I	3582						4	35,82	143,28	Col 3 (25x25)
204	12	I	7830						4	78,3	313,2	Col4 (15x15)
E201	10	O	27	27			2	2X10	220	1,28	281,6	Estr.col 1
E202	10	Esp	27				2	2X8	220	0,43	94,6	Est (esp).col1
E203	10	O	22	22			2	2X10	1430	1,08	1544,4	Estr.col 2
E204	10	Esp	22				2	2X8	1430	0,38	543,4	Est (esp).col2
E205	10	O	19	19			2	2X8	330	0,92	303,6	Estr.col 3
E206	10	O	10	10			2	2X8	720	0,56	403,2	Estr.col 4

RESUMEN DE HIERROS EN: COLUMNA 3				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	303,6	0,617	187,321	25,3
12	143,28	0,888	127,233	11,94
14	0	1,208	0	0
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
20	0	2,466	0	0
		Total (kg)	314,554	

RESUMEN DE HIERROS EN: COLUMNA 4				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	403,2	0,617	248,774	33,6
12	313,2	0,888	278,122	26,1
14	0	1,208	0	0
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
20	0	2,466	0	0
		Total (kg)	526,896	

TIPOS DE HIERRO

DETALLE DE CURVADO
ESC: SIN ESCALA



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015 (ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

HORMIGONES:
A)- Tamaño máximo del árido para fundaciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe tener una resistencia a la compresión f'c = 210 kg/cm² (En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:
A)- Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia fy = 4200 kg/cm²
B)- En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 12.15; 12.16 y 12.17: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 4 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

GEOLOGÍA Y SUELOS:
A)- Peso Especifico = 1847.21 kg/m³
B)- Ángulo de fricción interna = 28°
C)- Coeficiente de Rozamiento = 0.12
q = 3.00 kg/cm2

OBSERVACIONES
Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (fy) debe ser mayor igual a 2520 kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36. Soldadura de ranura Electrodo AWS E7018

PROYECTO:

Diseño Estructural Edificación de Hormigón Armado

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

DIS: Danilo Molina.
DIB: Danilo Molinal.
REV: Ing. David Cajamarca

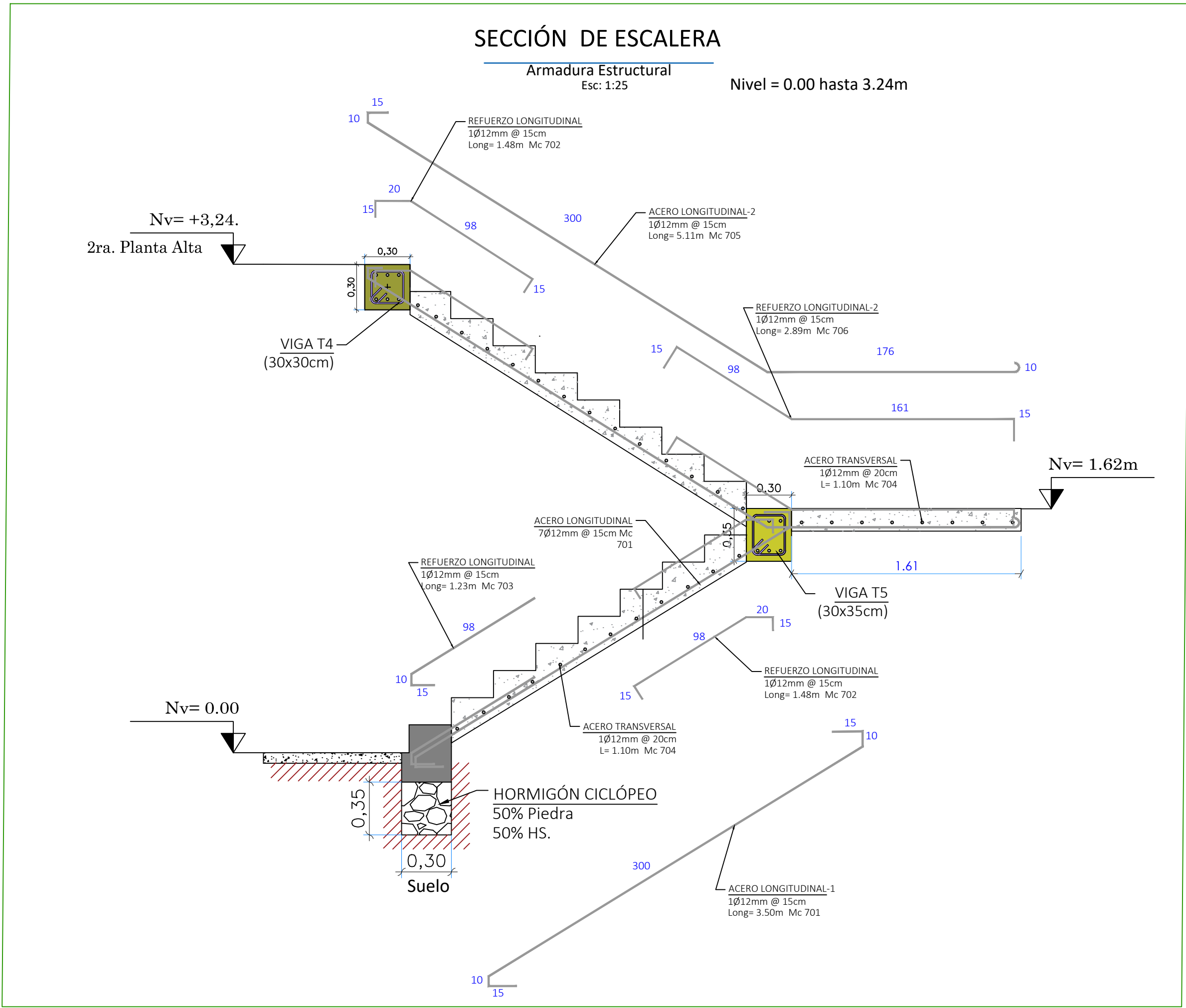
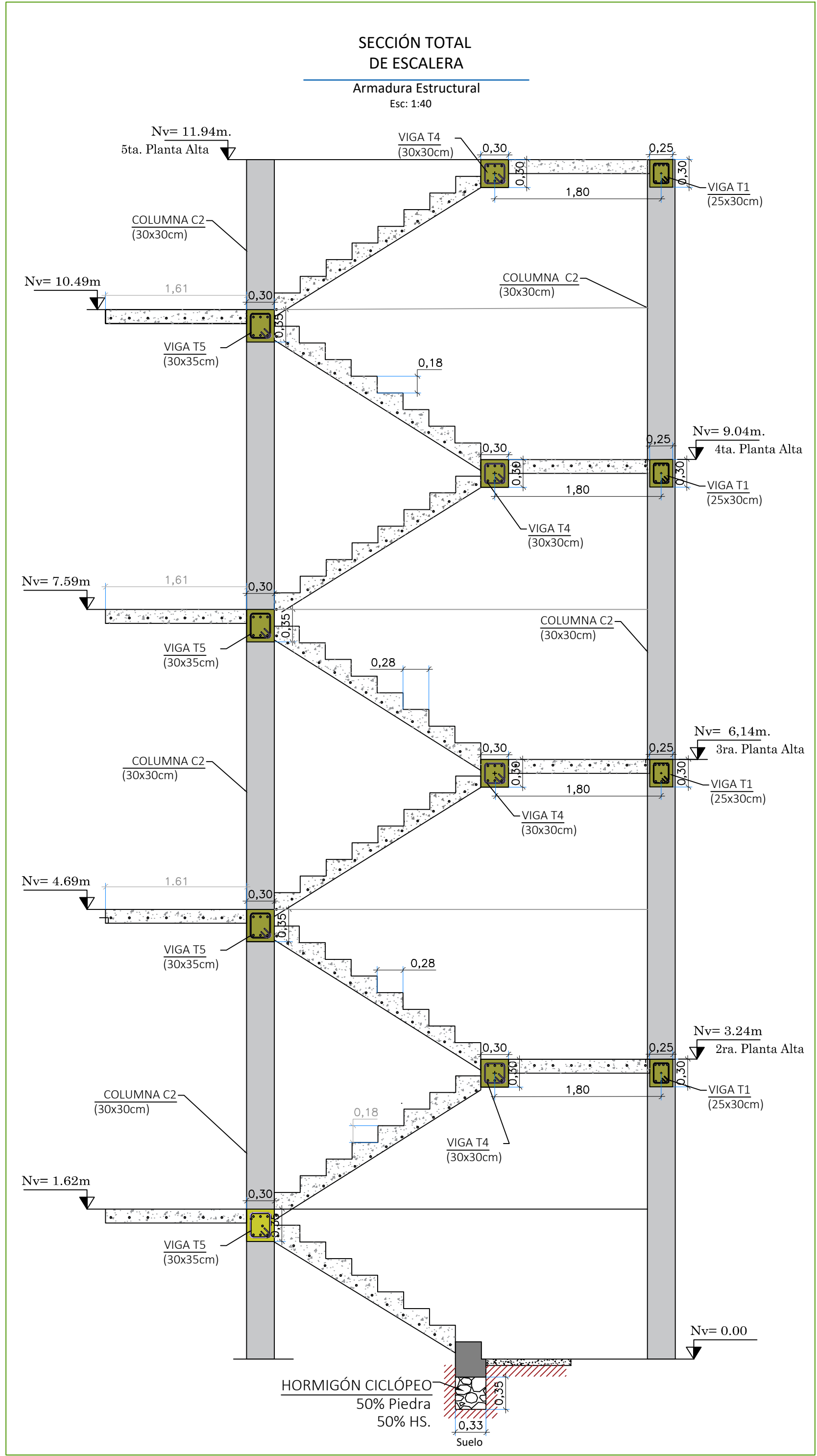
Daniilo Molina

CONTENIDO:

Detalles de armadura de columnas
Nivel = 0.00 - 11.94m

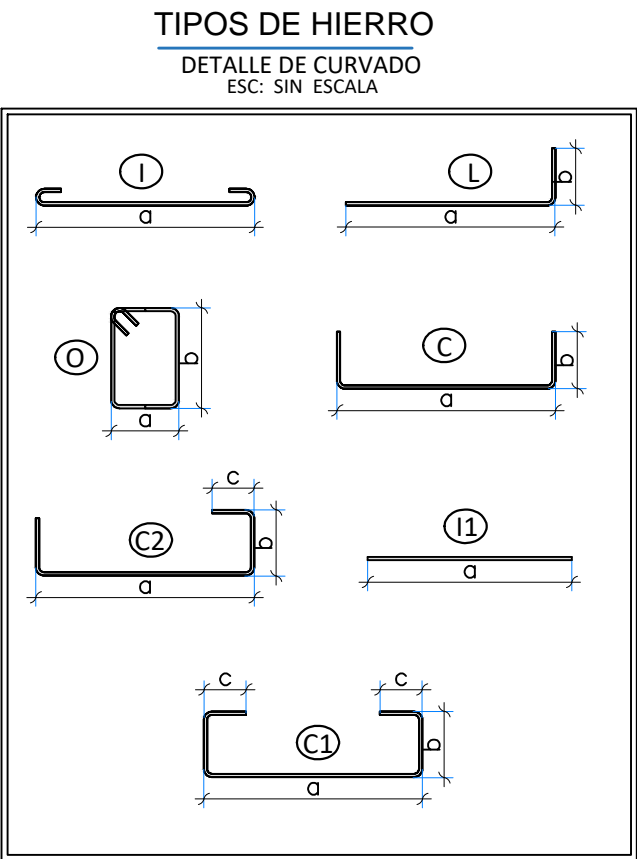
FECHA:
10/Enero/2018

HOJA:
E 07 de 08



PLANILLA DE HIERRO DE GRADAS N = 0.00 hasta 11.94 m												
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos		Cant.	L.Parc (m)	L.TOTAL	Observ.
			a	b	c	d	#	cm				
701	12	Esp							7	3,5	24,5	Acero Longitud. 1
702	12	Esp							14	1,48	20,72	Refuerzo Longit.
703	12	Esp							7	1,23	8,61	Refuerzo Longit.
704	12	I	90				2	2X10	218	1,1	239,8	Acero transv.
705	12	Esp							7	5,11	35,77	Acero Longitud. 2
706	12	Esp							7	2,89	20,23	Refuerzo Longit.
707	12	Esp							49	4,92	241,08	Acero Longitud. 3
708	12	Esp							42	3,15	132,3	Refuerzo Longit.
709	12	Esp							49	3,02	147,98	Refuerzo Longit.

RESUMEN DE HIERROS DE GRADAS N = 0.00 hasta 11.94 m				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	0	0,617	0	0
12	870,99	0,888	773,439	72,582
14	0	1,208	0	0
Total (kg)			773,439	



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015 (ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

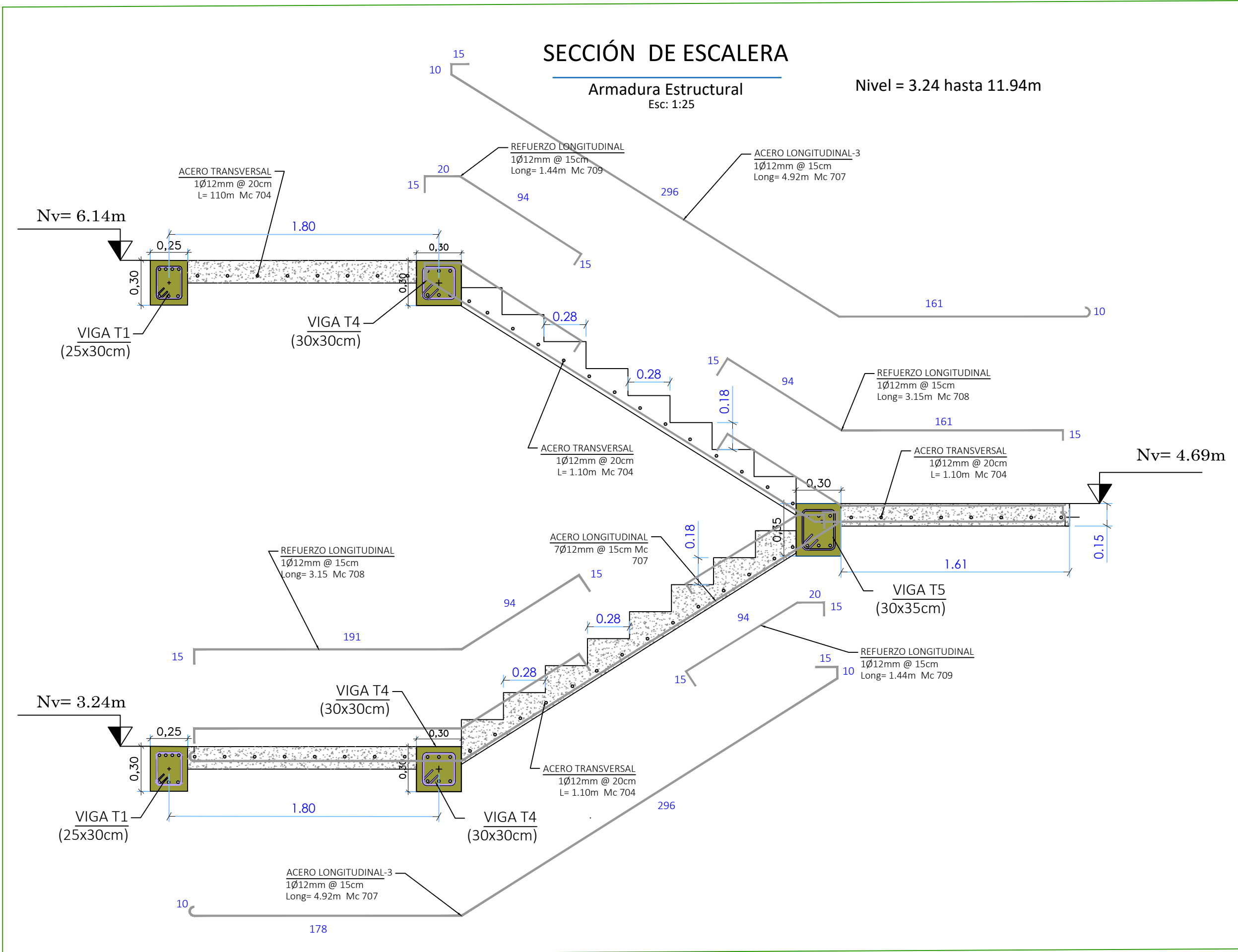
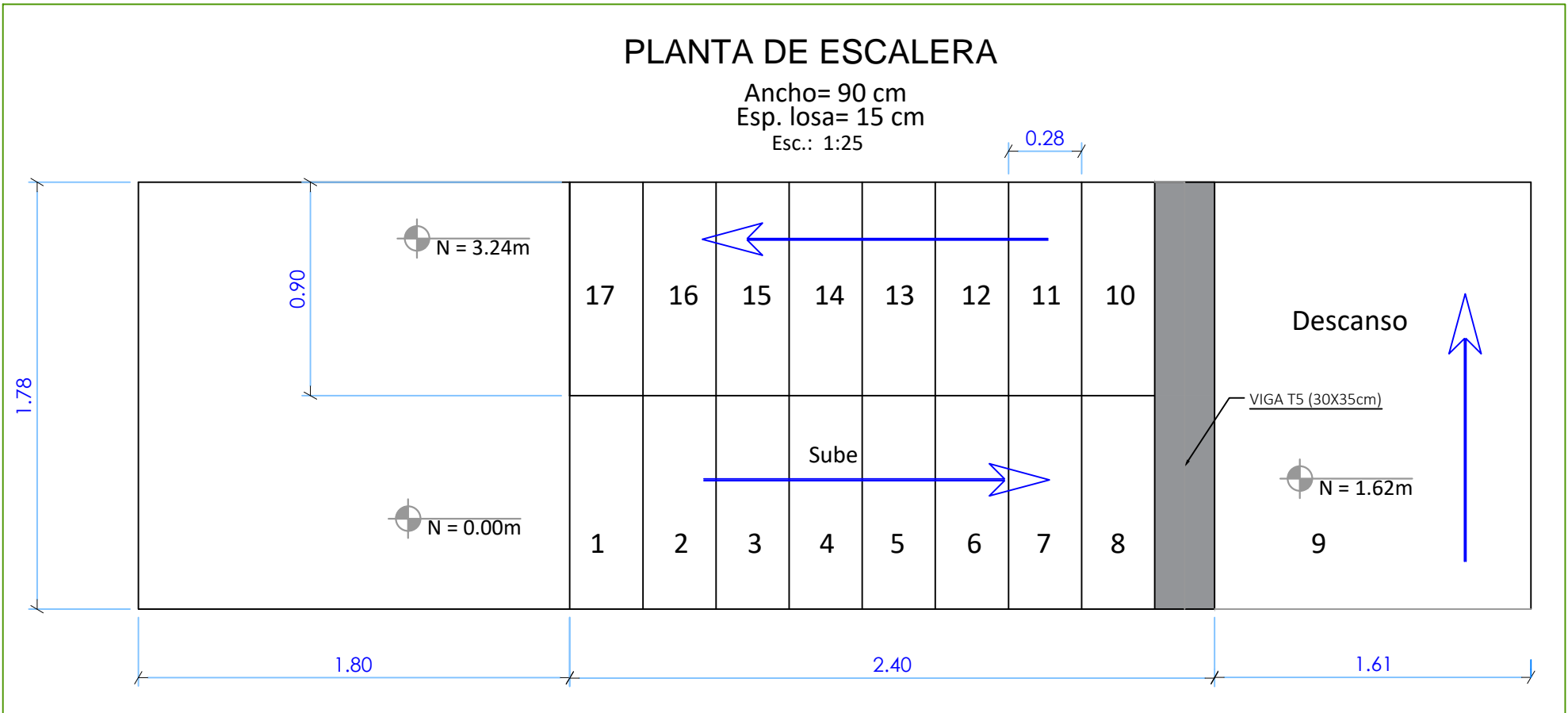
HORMIGONES:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe tener una resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
(En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:
A) -Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
B)- En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C) -El primer estribo en vigas colocarlo a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D) -Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 12.15; 12.16 y 12.17: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 4 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

GEOLOGÍA Y SUELOS:
A) -Peso Específico = 1847.21 kg/m^3
B) -Ángulo de fricción interna = 28°
C) -Coeficiente de Rozamiento = 0.12
 $q = 3.00 \text{ kg/cm}^2$

OBSERVACIONES
Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 2520 kg/cm^2 .
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36. Soldadura de ranura Electrodo AWS E7018



PROYECTO:

Diseño Estructural Edificación de Hormigón Armado

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

DIS: Danilo Molina,
DIB: Danilo Molinal,
REV: Ing. David Cajamarca

Daniilo Molina

CONTENIDO:

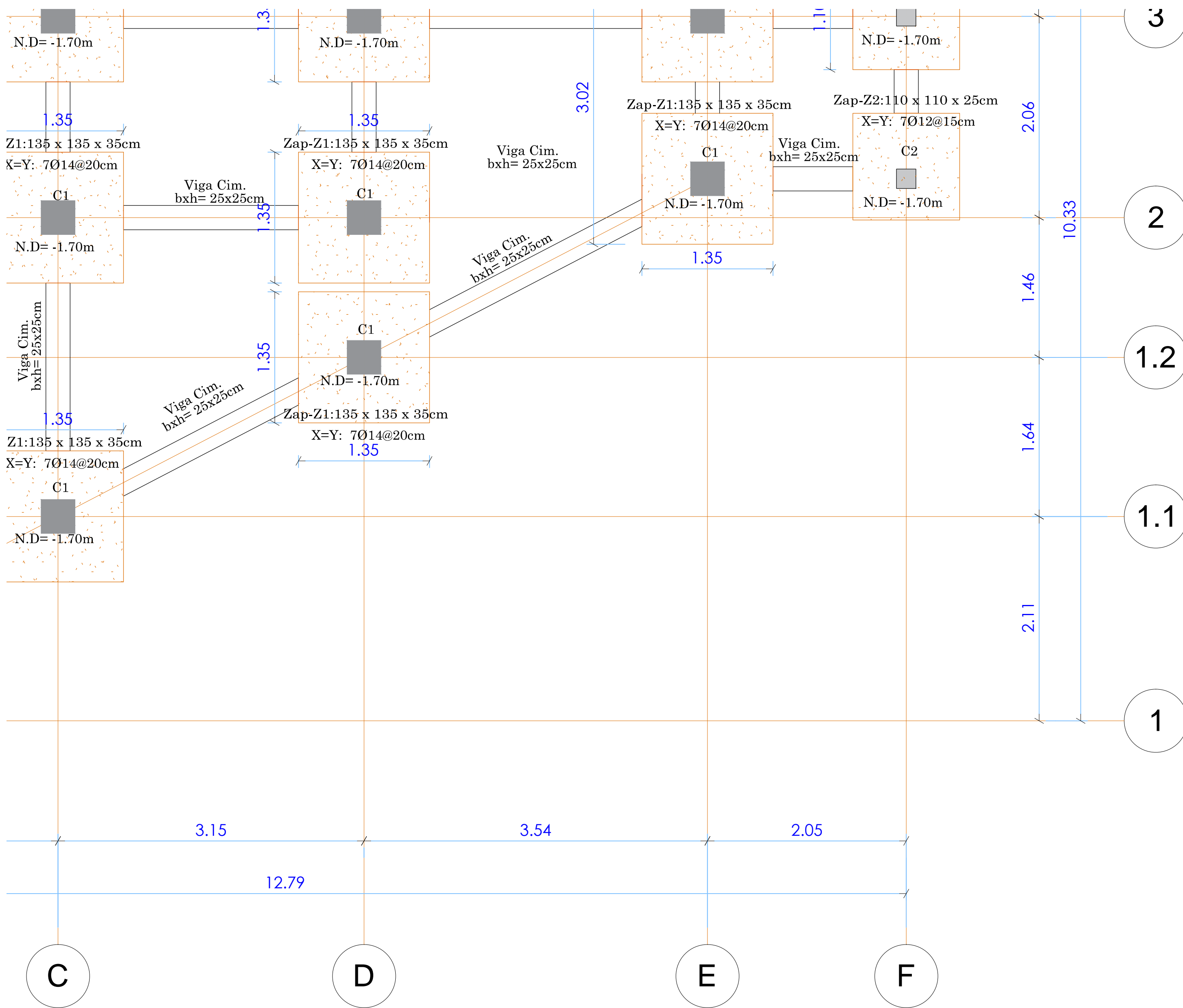
Detalle de gradas
N=0.00 hasta 11.94m

FECHA:

10/Enero/2018

HOJA:

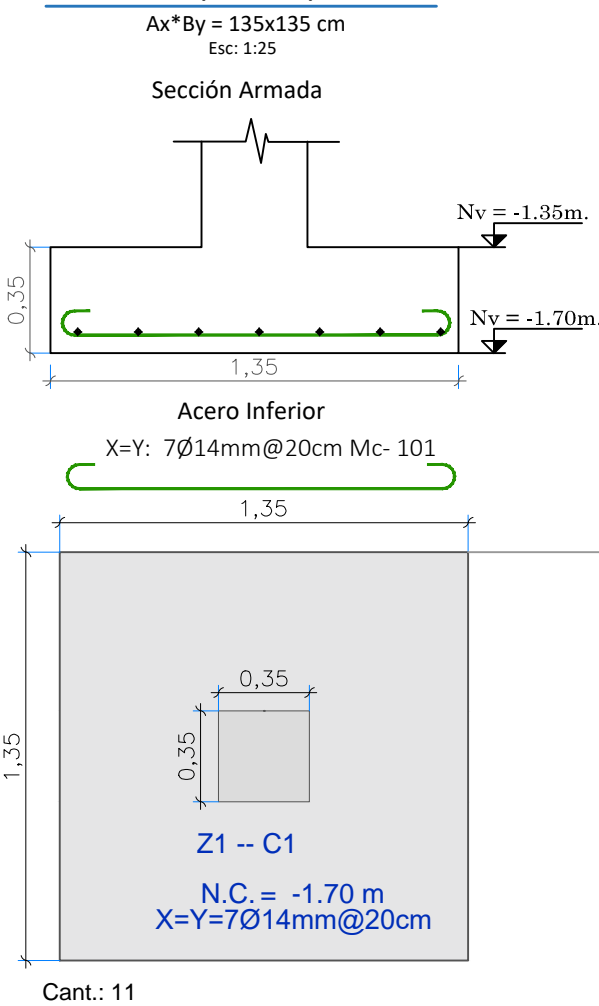
E 08 de 08



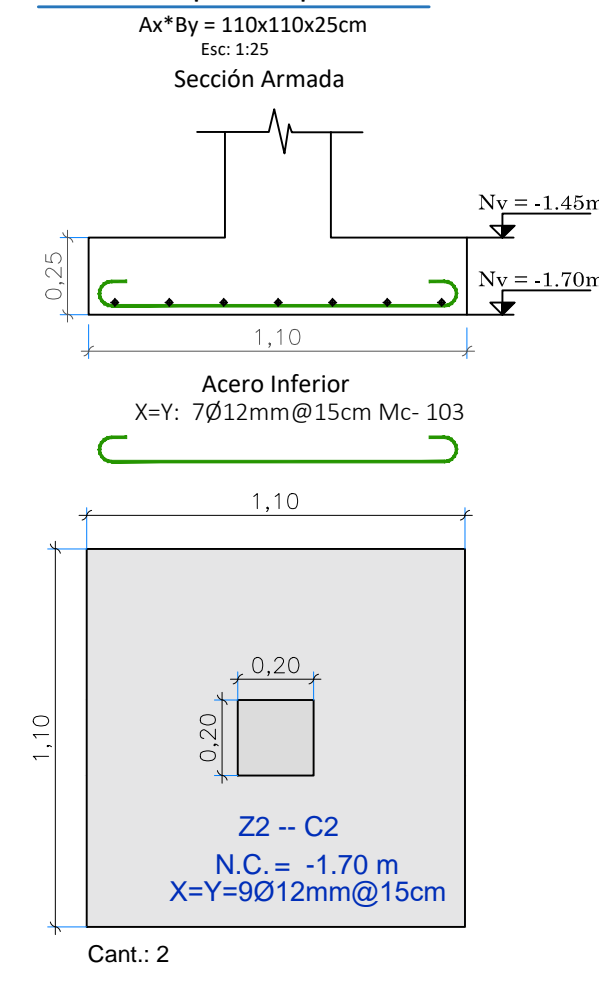
PLANTA DE CIMENTACION Nivel: -1.70m

Esc.: 1:50

DETALLE ARMADO PARRILLA de Zapata Zap-Z1

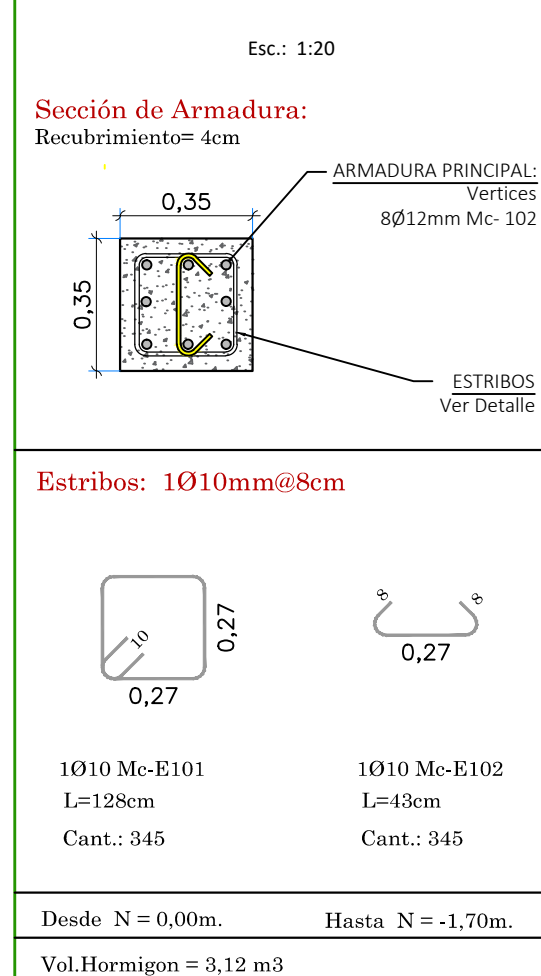


DETALLE ARMADO PARRILLA de Zapata Zap-Z2



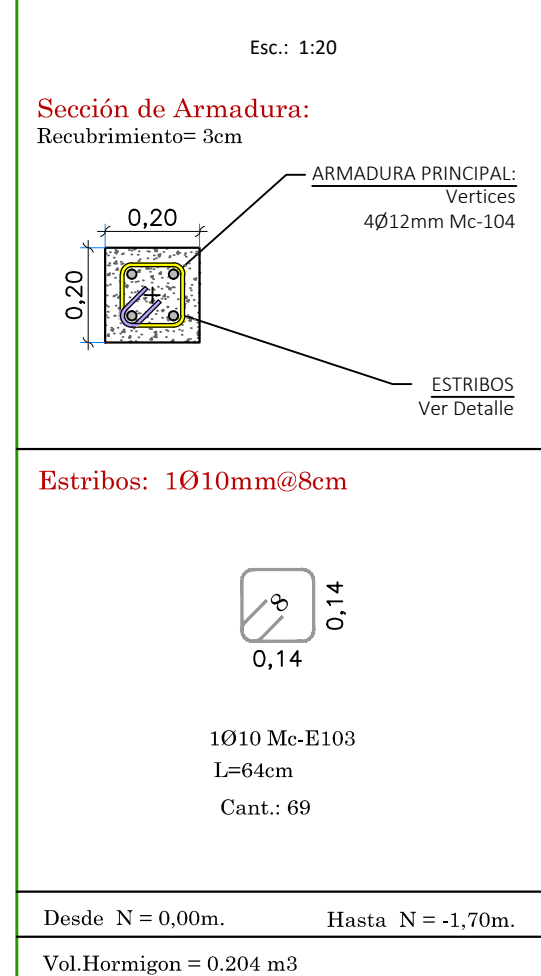
DETALLE DE SECCIÓN DE: COLUMNAS - ZAPATAS

Columna C1 en Zap-Z1

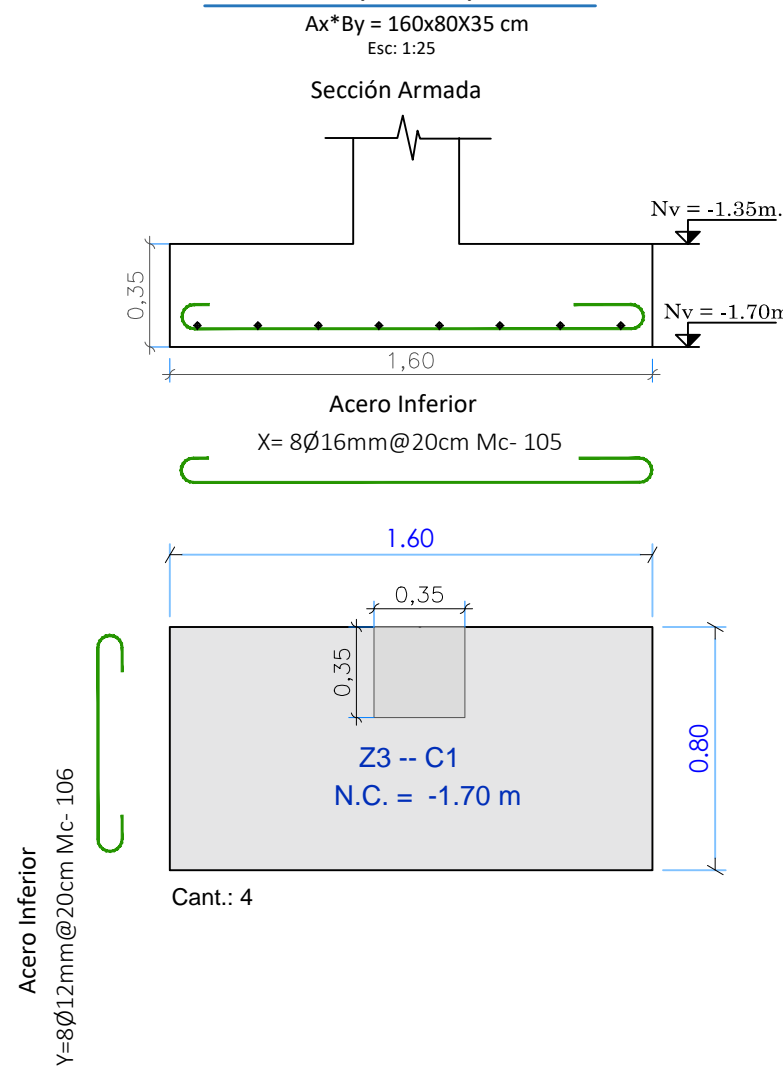


DETALLE DE SECCIÓN DE: COLUMNAS - ZAPATAS

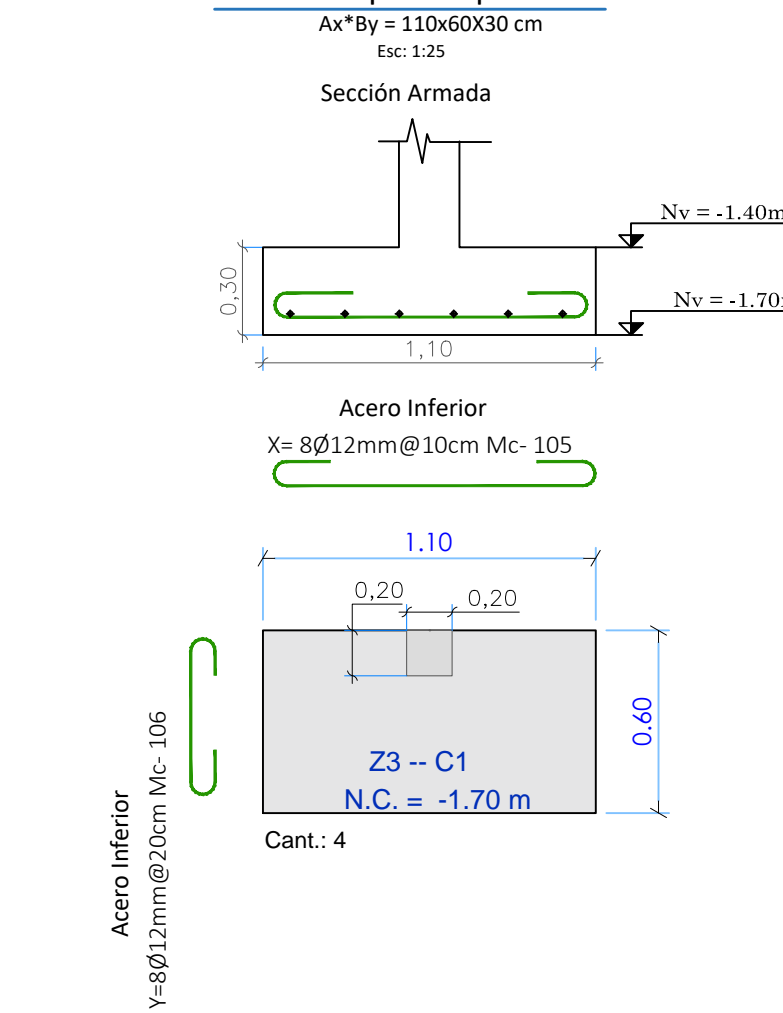
Columna C2 en Zap-Z2



DETALLE ARMADO PARRILLA de Zapata Zap-Z3



DETALLE ARMADO PARRILLA de Zapata Zap-Z4

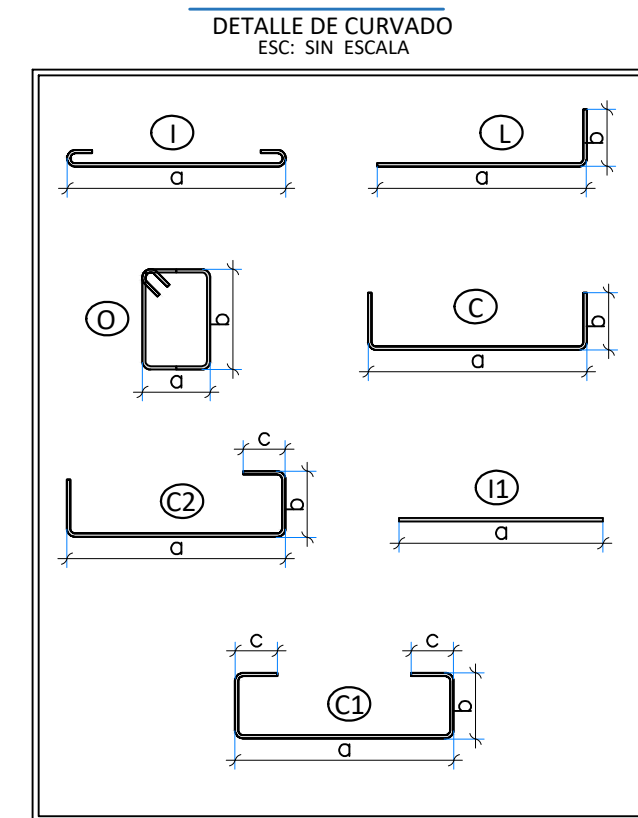


PLANILLA DE HIERRO DE CIMENTACIÓN NIVEL = -1.70m												
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos		Cant.	L.Parc (m)	L.TOTAL	Observ.
			a	b	c	d	#	cm				
101	14	I	115				2	2X10	154	1,35	207,9	Zap. Z1
103	12	I	90				2	2X10	42	1,1	46,2	Zap. Z2
105	14	I	115				2	2X10	30	1,35	40,5	Zap. Z3
106	14	I	282				2	2X10	7	3,02	21,14	Zap. Z3
107	14	I	249				2	2X10	7	2,79	19,53	Zap. Z4
102	12	L	170	35			--	--	120	2,05	246	Col 1 -zap.
104	12	L	170	35			--	--	12	2,05	24,6	Col 2 -zap.
E101	10	O	27	27			2	2X10	345	1,28	441,6	Est.col1-zap(1-3-4)
E102	10	Esp	27				2	2X8	345	0,43	148,35	Est.col1-zap(1-3-4)
E103	10	O	14	14			2	2X8	69	0,72	49,68	Est.col2 (zap2)
E108	12	II	77,3				--	--	4	463,8	463,8	As.Lon.viga de amarre
E104	10	O	19	19			2	2X8	406	0,92	373,52	Est.viga de amarre

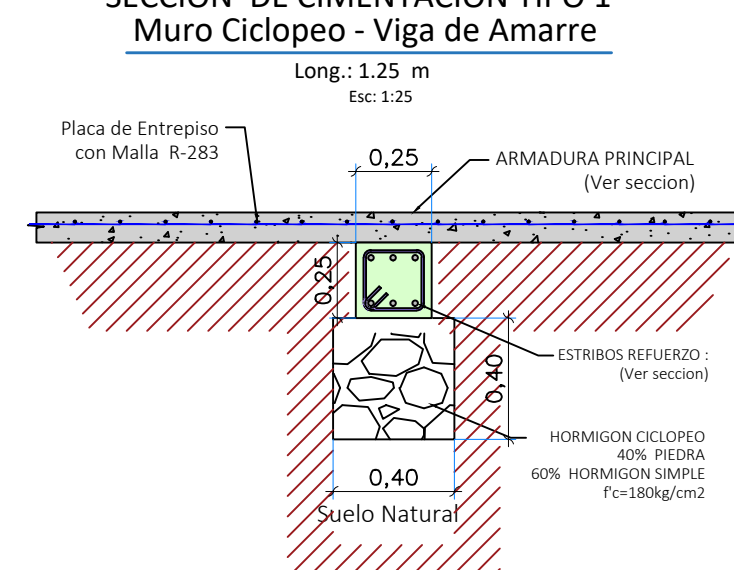
ARMADURA ESTRUCTURAL EN ZAPATAS									
Ref.	Cantidad (Unid.)	Dimensiones (m)			Armadura Inferior		Vol. Hormigón (m³)		
		Ax	By	H	Eje x-	Eje y-			
Z1	11	1,35	1,35	0,35	7φ 14 @20cm -Mc101	7 φ 14 @20cm -Mc101	7,02		
Z2	3	1,1	1,1	0,25	7φ 12 @15cm -Mc103	7 φ 12 @15cm -Mc103	0,91		
Z3	1	1,35	3,02	0,35	16 φ 14 @20cm -Mc105	7 φ 14 @20cm -Mc106	1,43		
Z4	1	1,35	2,79	0,35	15 φ 14 @20cm -Mc107	7 φ 14 @20cm -Mc108	1,32		
Total (m³)							10,67		

RESUMEN DE HIERROS DE: CIMENTACIÓN N = -1.70 m				
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad 12 mts Long
10	1013,15	0,617	625,114	84,429
12	780,6	0,888	693,173	65,05
14	289,07	1,208	349,197	24,089
16	0	1,578	0	0
18	0	1,998	0	0
Total (kg)			1667,484	

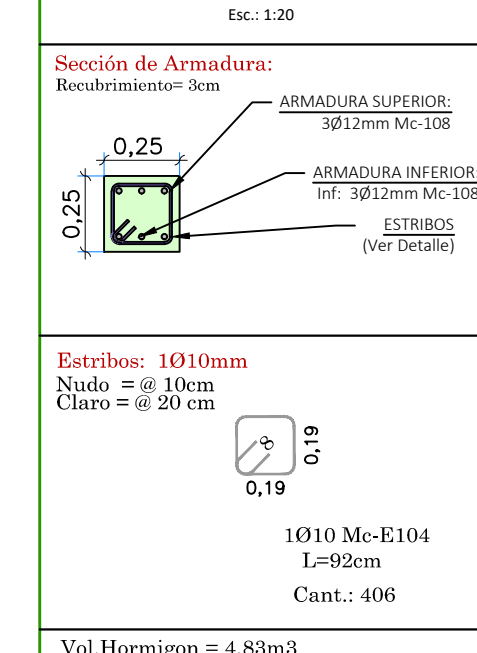
TIPOS DE HIERRO



SECCIÓN DE CIMENTACIÓN TIPO 1



SECCIÓN VIGA DE CIMENTACIÓN T1



CANTIDADES DE OBRA :		
CIMENTACIÓN N = -1.70 m		
Descripción	Cantidad	Unidad
Hormigón en Zapatas	10,67	m³
Hormigón pobre de limpieza	1,57	m³
Hormigón en columnas de zapatas	3,32	m³
Hormigón en vigas de cimentación	4,83	m³
TOTAL HORMIGÓN	20,39	m³
Acero en zapatas	390,22	kg
Acero en columnas de zapatas	634,95	kg
Acero en vigas de cimentación	642,32	kg
TOTAL DE ACERO	1667,48	kg
Cuántía en zapatas	36,57	kg/m³
Cuántía en columnas de zapatas	191,25	kg/m³
Cuántía en vigas de cimentación	132,99	kg/m³

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

HORMIGONES:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión f'c = 210 kg/cm² (En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:
A) -Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia fy = 4200 kg/cm²
B)-En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C) -El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D) -Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 12.15: 12.16 y 12.17: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 4 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

GEOLOGÍA Y SUELOS:
A) -Peso Específico = 1847,21kg/m³
B) -Ángulo de fricción interna = 28%
C) -Coeficiente de Rozamiento = 0,12
q = 3.00k kg/cm2

OBSERVACIONES
Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en kilogramos (Kg).

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (fy) debe ser mayor igual a 2520kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36. Soldadura de ranura Electrodo AWS E7018

PROYECTO:

Diseño Estructural Edificación de Acero

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

DIS: Danilo Molina.
DIB: Danilo Molinal.
REV: Ing. David Cajamarca

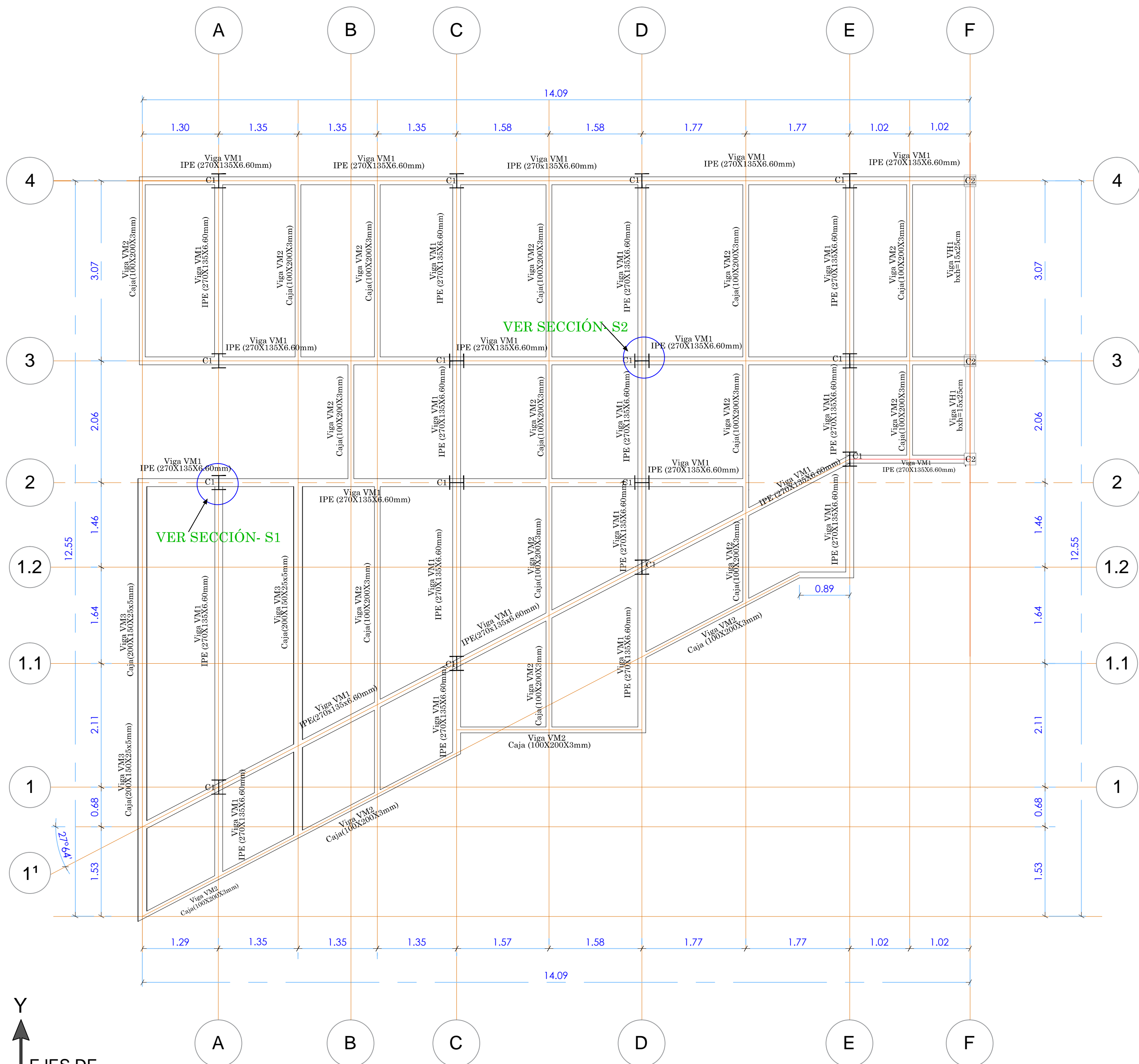
Daniilo Molina

CONTENIDO:

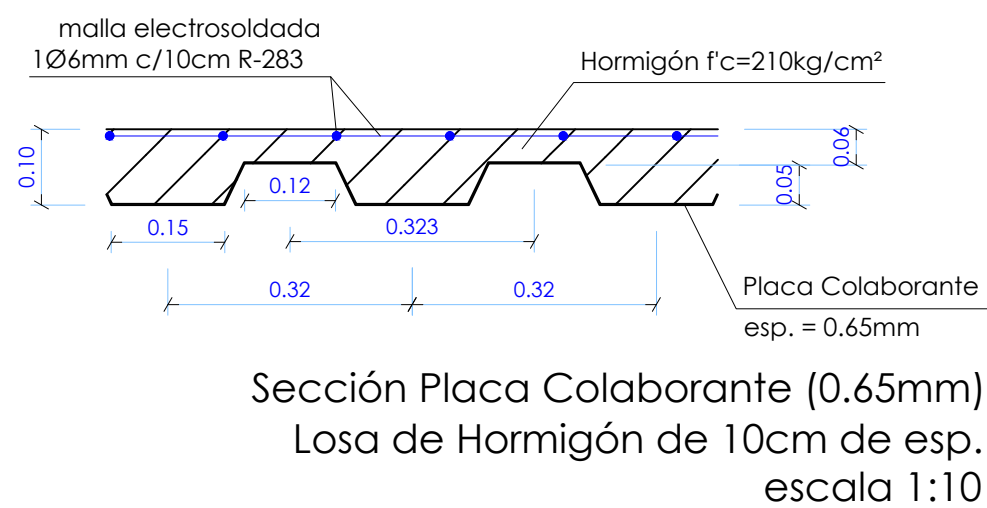
Detalles de Cimentación N=-1.70

FECHA:
10/Enero/2018

HOJA:
E 01 de 04

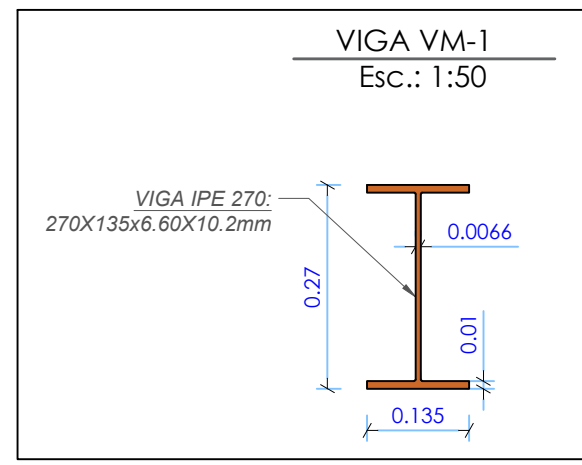
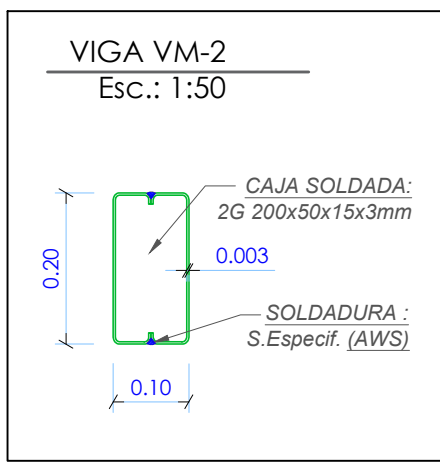
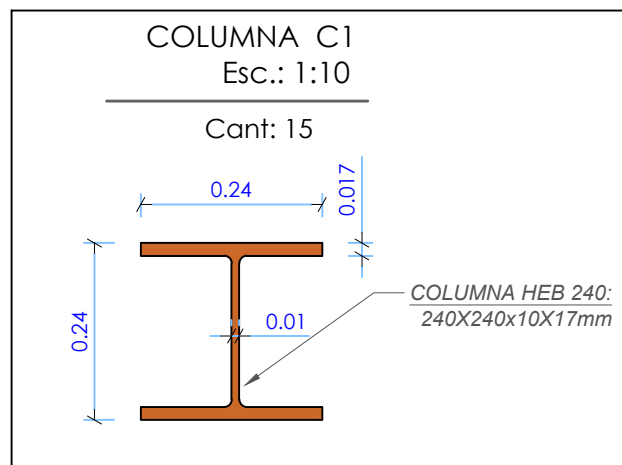


PLANTA DE ENTREPISO N=+3.24m
Esc.: 1:50



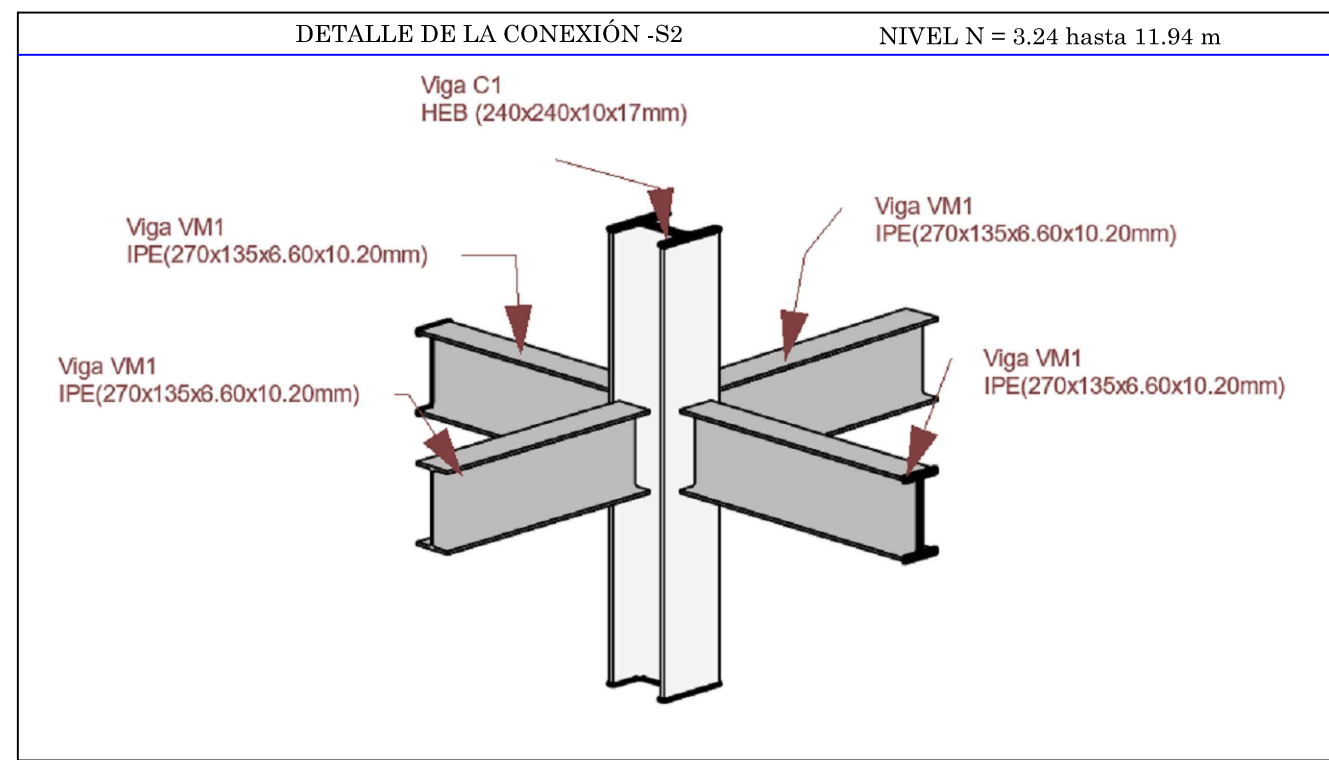
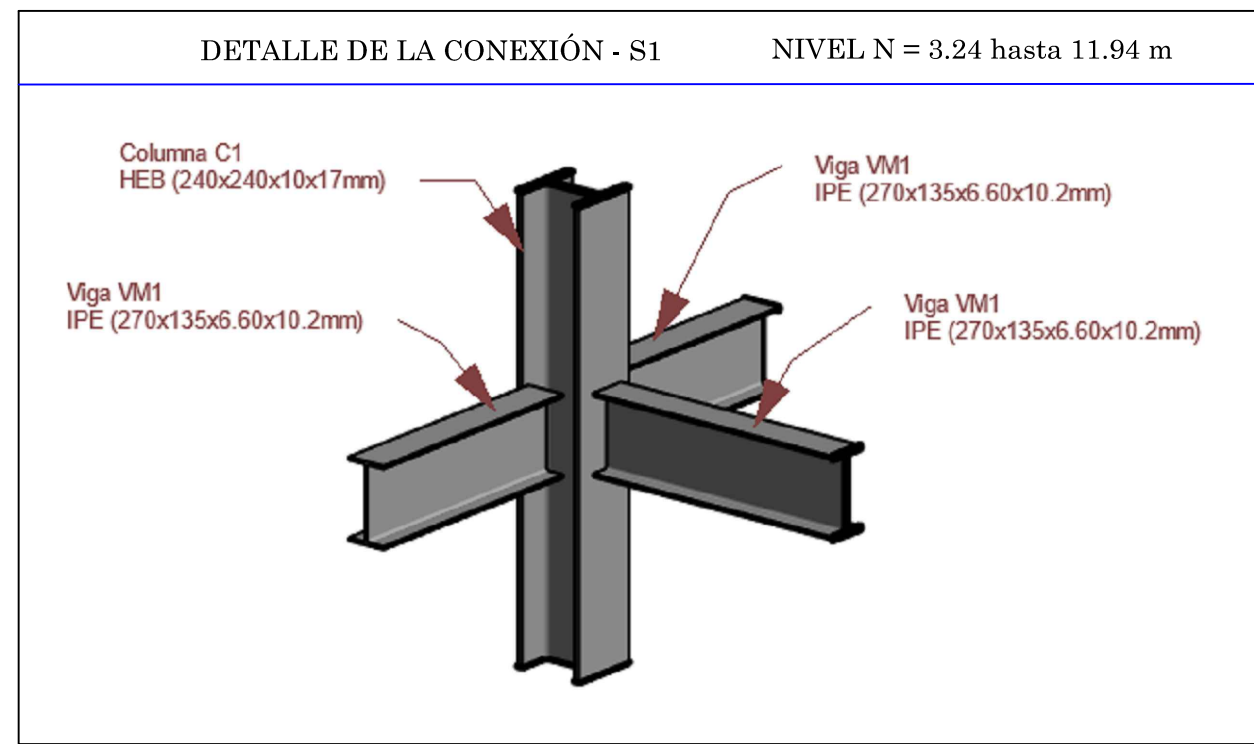
Sección Placa Colaborante (0.65mm)
Losa de Hormigón de 10cm de esp.
escala 1:10

Planilla de Perfiles Metálicos VIGAS N=+3.24m					
Nombre	Perfil	Long. (m)	Sección (cm²)	Volumen (m³)	Peso (kg)
VM1	IPE (270x135x6.60x10.2mm)	87.77	45.90	0.403	3162.48
VM2	2G 200x50x15x3 mm (soldados en Caja)	46.10	18.62	0.086	673.83
VM3	2G 200x75x25x5 mm (soldados en Caja)	13.40	36.74	0.049	386.47
Nota: No se incluye desperdicio por cortes y uniones				Total :	4222.78

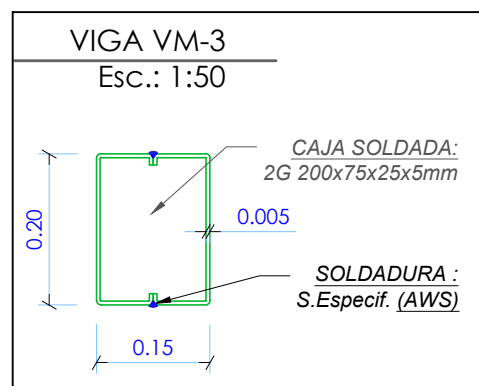
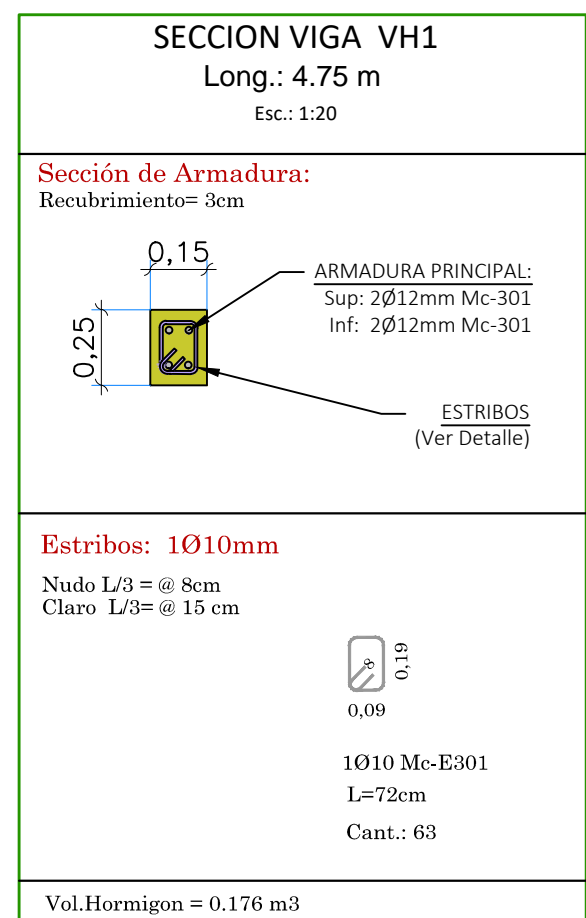


Planilla de Perfiles Metálicos COLUMNAS N=+0.00 hasta 3.24m					
Nombre	Perfil	Long. (m)	Sección (cm²)	Volumen (m³)	Peso (kg)
C1	HEB (240x240x6.60x10x17mm)	48.60	106.00	0.515	4044.01
Nota: No se incluye desperdicio por cortes y uniones				Total :	4044.01

PLANILLA DE HIERRO DE : VIGAS DE HORMIGÓN N: 3.24 m										
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos		Cant.	L.Parc (m)
			a	b	c	d	#	cm		
301	12	II	475				--	--	4	4.75
E301	10	O	9	19			2	2X8	63	0.72



ISOMETRIA

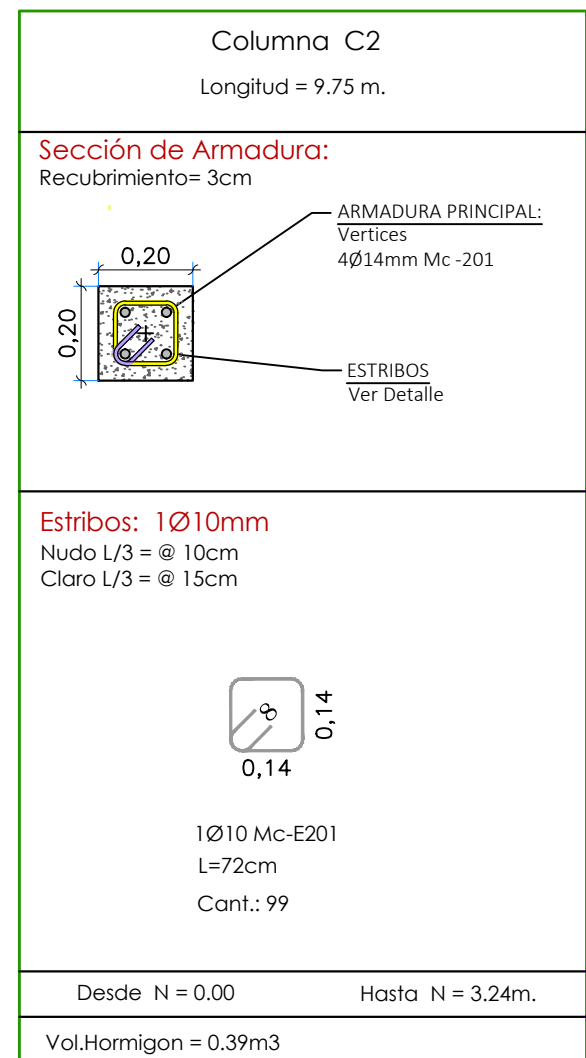


RESUMEN DE HIERROS DE VIGAS N = 3.24m					
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad	12 mts Long
10	19	0.617	11,723	1,583	
12	45.36	0.888	40,28	3,78	
14	0	1,208	0	0	
Total (kg)			52,003		

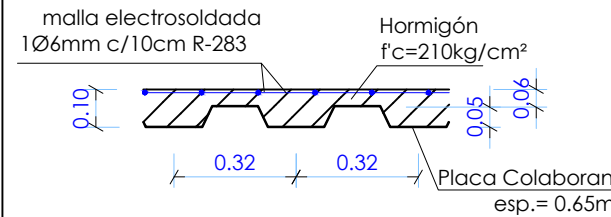
RESUMEN DE HIERROS DE COLUMNAS N = 0.00 hasta 3.24m					
φ (mm)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)	Cantidad	12 mts Long
10	39	0.617	24,063	3,25	
12	71.28	0.888	63,297	5,94	
14	0	1,208	0	0	
Total (kg)			87,36		

SECCIÓN DE ARMADURA: COLUMNAS

Especificación de Estructuras
Esc.: 1:20



Placa Colaborante (Steel Deck)
Calibre 22 (espesor: 0.65mm) Espesor Total de losa: 100mm
Espesor de Hormigón: 50mm Chapa libre
Canto: 50 mm
Interje: 323 mm
Ancho panel: 969 mm
Ancho superior: 120 mm
Ancho inferior: 150 mm
Tipo de solape lateral: Inferior
Límite elástico: 3200 kp/cm²
Perfil: 0.65mm
Peso superficial: 6.50 kg/m²
Sección útil: 10.35 cm²/m
Momento de inercia: 35.13 cm⁴/m
Módulo resistente: 11.53 cm³/m



Nota 1: Las chapas deben fijarse al perfil de apoyo mediante tornillos o fijaciones que eviten su movimiento en fase de ejecución. Consulte los detalles de entrega y solape de la chapa sobre los apoyos, así como las piezas especiales de borde.
Nota 2: Consulte el tipo de solape lateral entre paneles, posición y resaltos para las losas mixtas colaborantes, de acuerdo al catálogo del fabricante.

Placa Colaborante
escala 1:20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015 (ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

HORMIGONES:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión f'c = 210 kg/cm² (En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:
A)- Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia fy = 4200 kg/cm²
B)- En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 12.15: 12.16 y 12.17: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 4 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

GEOLOGÍA Y SUELOS:
A)- Peso Específico = 1847.21 kg/m³
B)- Ángulo de fricción interna = 28%
C)- Coeficiente de Rozamiento = 0.12
q = 3.00 kg/cm²

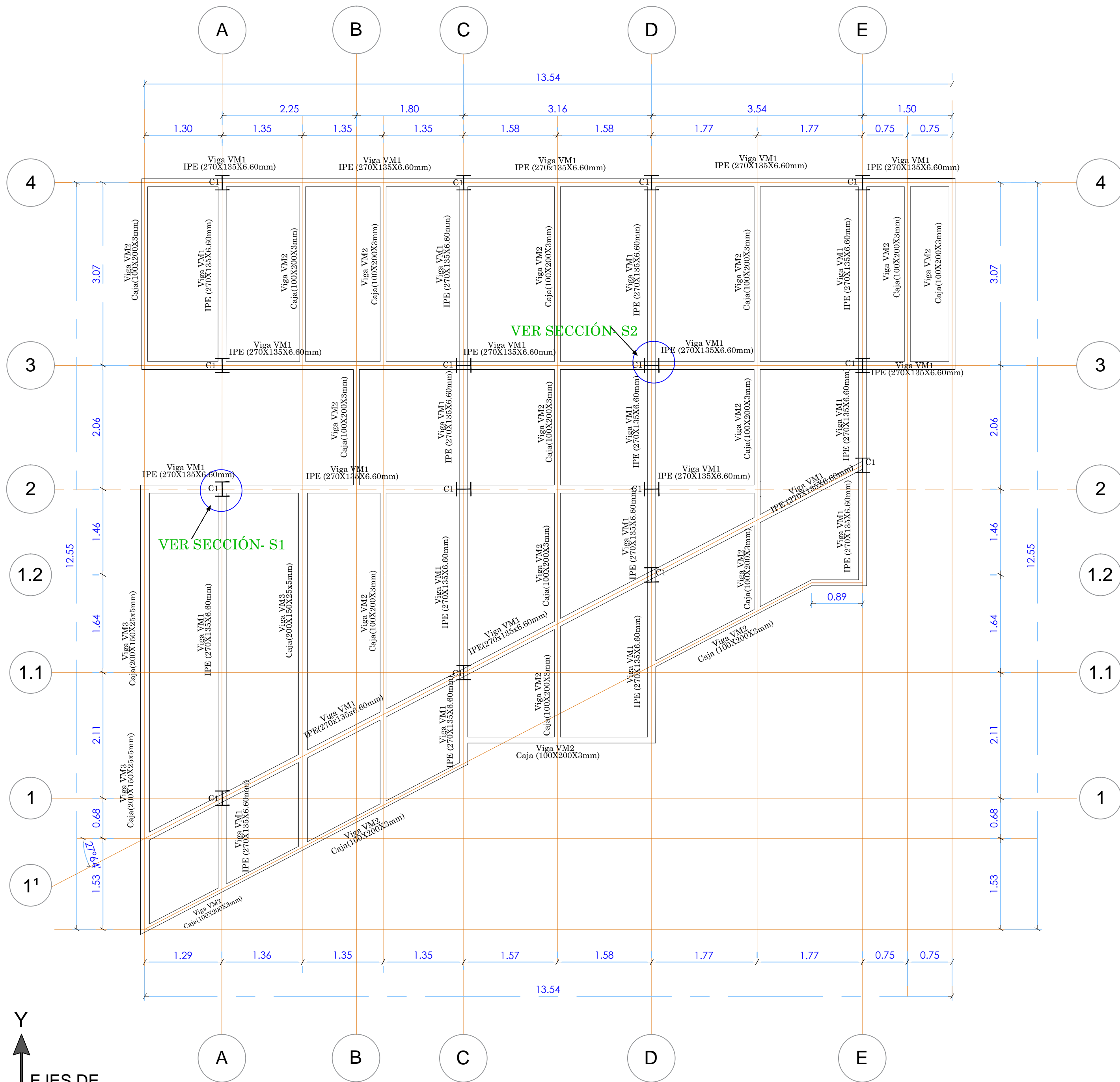
OBSERVACIONES
Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en kilogramos (Kg).

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (fy) debe ser mayor igual a 2520 kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36. Soldadura de ranura Electrodo AWS E7018

PROYECTO:

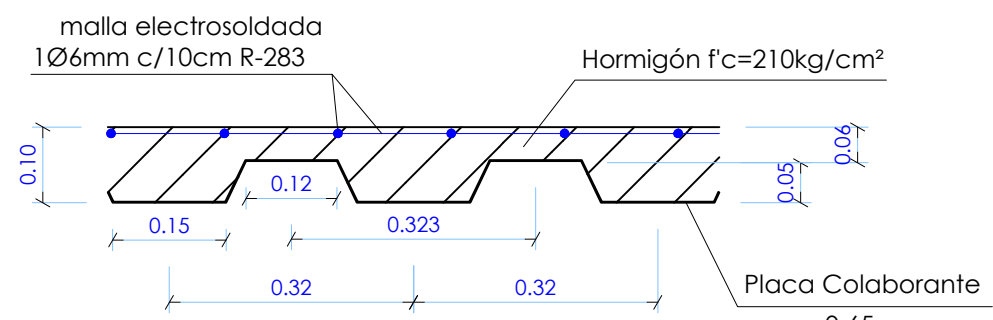
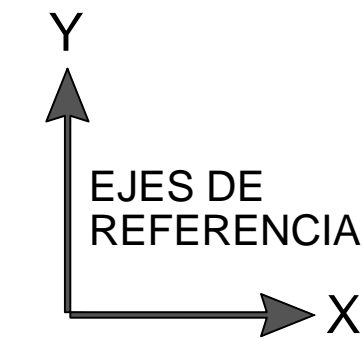
Diseño Estructural Edificación de Acero

ESCALA: Las Indicadas	OBSERVACIONES:	DIS: Danilo Molina.
		DIB: Danilo Molinal.
		REV: Ing. David Cajamarca
		<div>Danilo Molina</div>
CONTENIDO:	Planta entre piso Nivel=3.24m	FECHA: 10/Enero/2018
		HOJA: E02 de 04



PLANTA DE ENTREPISO N= 6.14m,N= 9.04m,N= 11.94m

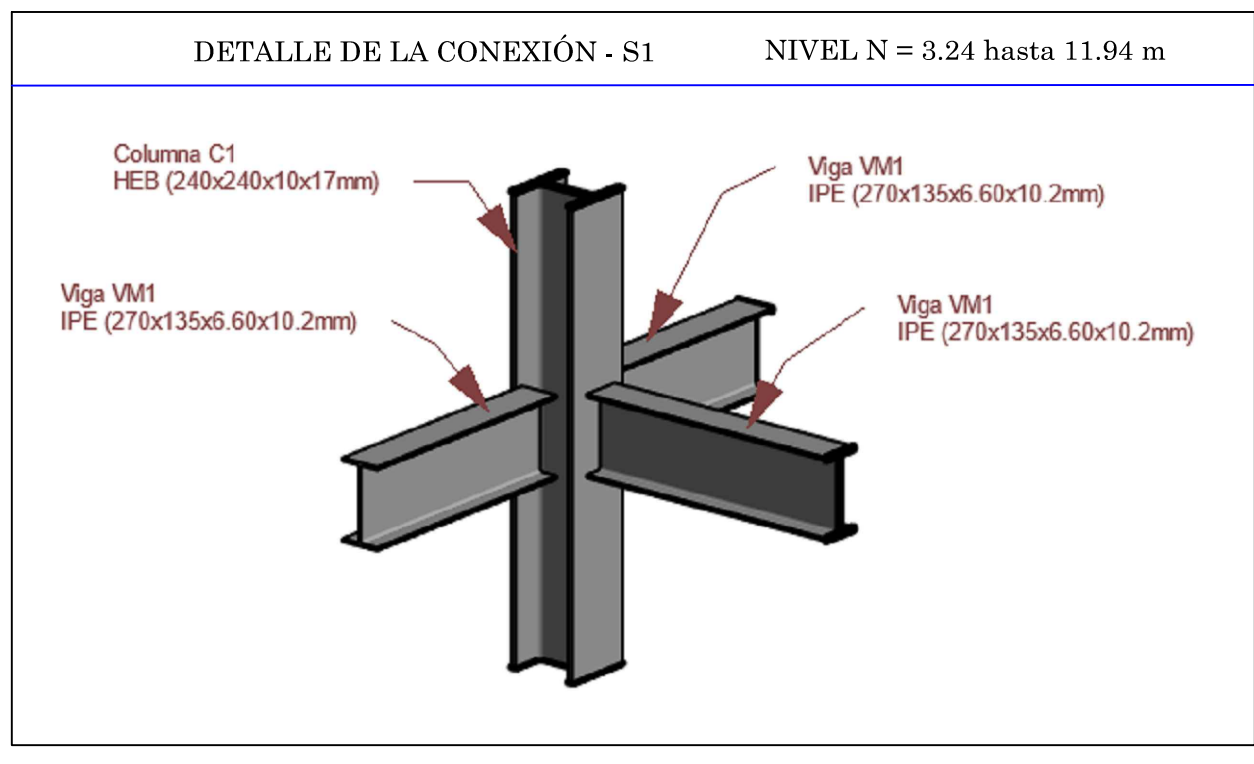
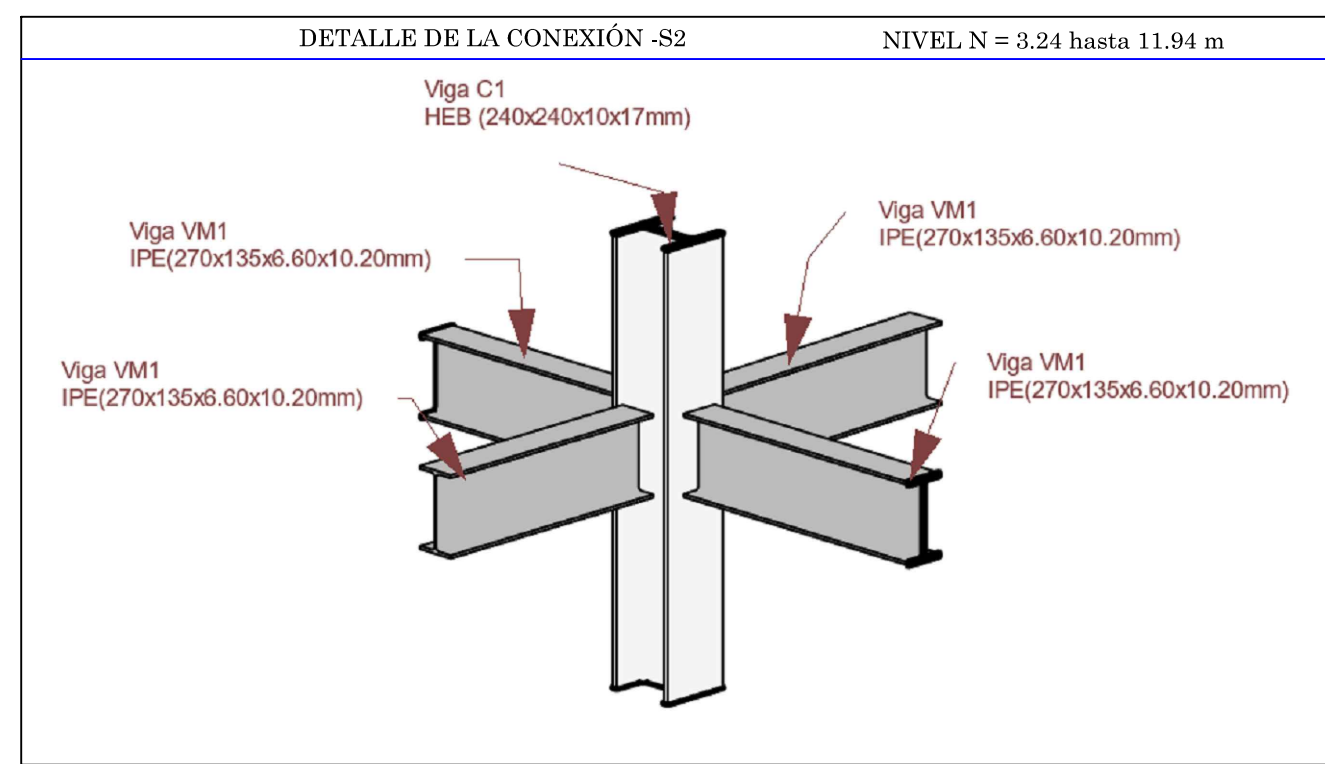
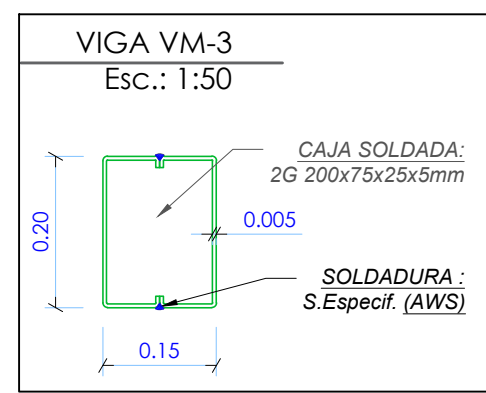
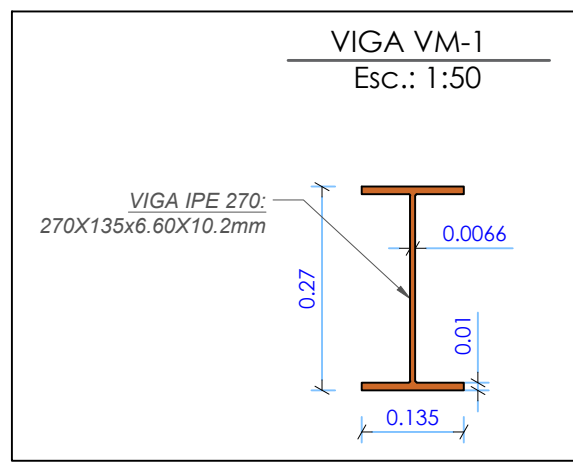
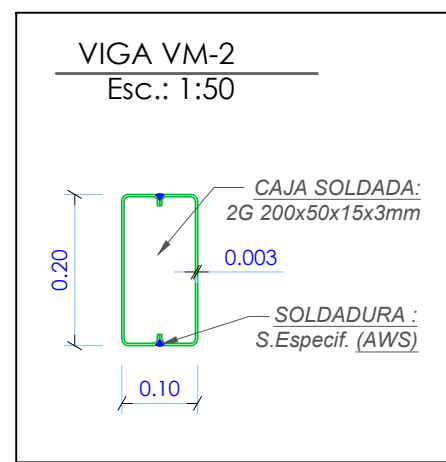
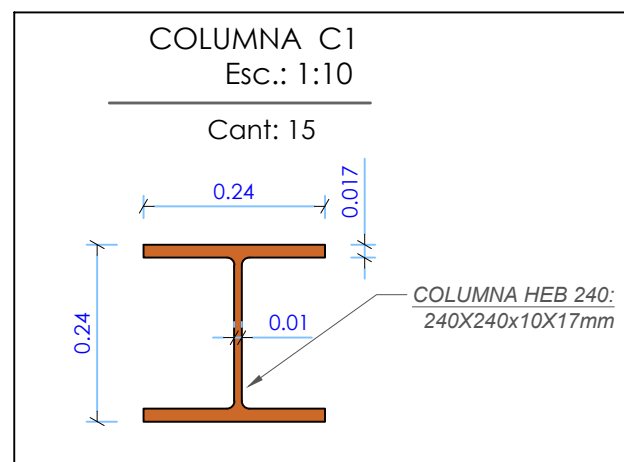
Esc.: 1:50



Sección Placa Colaborante (0.65mm)
Losa de Hormigón de 10cm de esp.
escala 1:10

Planilla de Perfiles Metálicos VIGAS N=+6.14m				
Nombre	Perfil	Long. (m)	Sección (cm²)	Volumen (m³)
VM1	IPE (270x135x6.60x10.2mm)	86,70	45,90	0,398
VM2	2G 200x50x15x3 mm (soldados en Caja)	49,20	18,62	0,092
VM3	2G 200x75x25x5 mm (soldados en Caja)	13,40	36,74	0,049
Total :				4229,54

Planilla de Perfiles Metálicos TOTAL DEL VIGAS N= 3,24 hasta 11,94 m				
Nombre	Perfil	Long. (m)	Sección (cm²)	Volumen (m³)
VM1	IPE (270x135x6.60x10.2mm)	347,87	45,90	1,597
VM2	2G 200x50x15x3 mm (soldados en Caja)	193,70	18,62	0,361
VM3	2G 200x75x25x5 mm (soldados en Caja)	53,60	36,74	0,197
Total :				16911,40



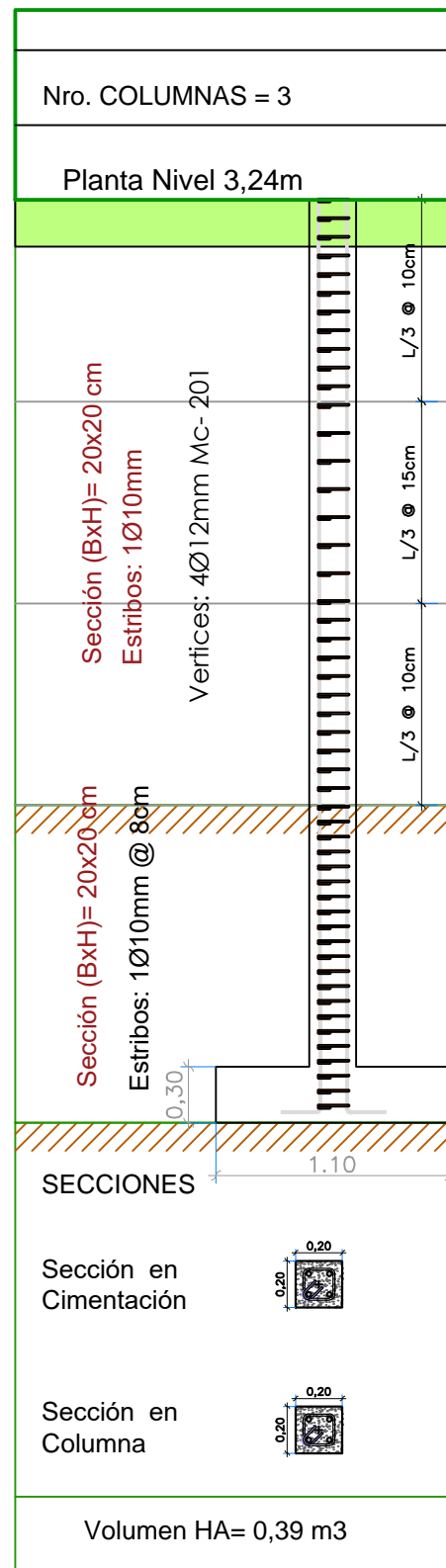
Planilla de Perfiles Metálicos Total DE COLUMNAS N=+ 0.00 hasta 11.94m				
Nombre	Perfil	Long. (m)	Sección (cm²)	Volumen (m³)
C1	HEB (240x240x6.60x10x17mm)	179,10	106,00	1,898
Total :				14902,91

Planilla de Perfiles Metálicos COLUMNAS N=+6.14m hasta 11.94				
Nombre	Perfil	Long. (m)	Sección (cm²)	Volumen (m³)
C1	HEB (240x240x6.60x10x17mm)	130,50	106,00	1,383
Total :				10858,91

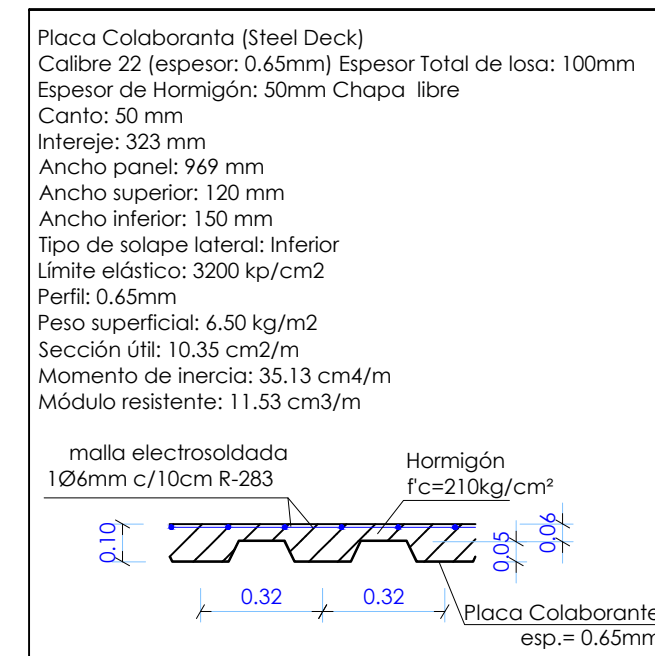
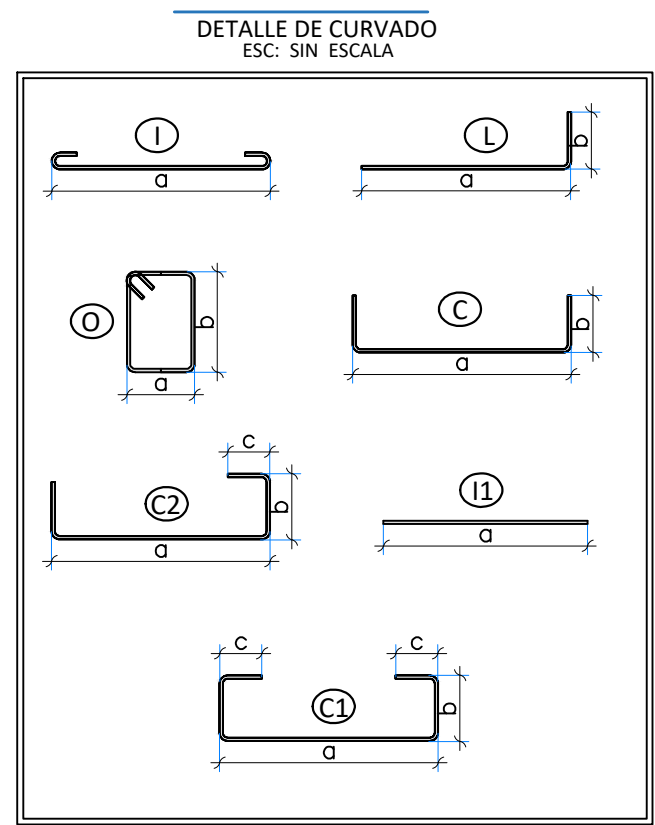
PLANILLA DE HIERRO DE : COLUMNAS DE HORMIGÓN DESDE N: 0,00 m hasta N: 3,24 m											
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos		Cant.	L.Parc (m)	L.TOTAL
201	12	I	a	b	c	d	#	cm	4	9,75	39
E201	10	O	14	14			2	2X8	99	0,72	71,28

ARMADURA DE COLUMNAS

Detalle de Armaduras
Esc.: 1:40



TIPOS DE HIERRO



Placa Colaborante escala 1:20

Planilla de Perfiles Metálicos COLUMNAS N=+ 3.24 hasta 6.14m				
Nombre	Perfil	Long. (m)	Sección (cm²)	Volumen (m³)
C1	HEB (240x240x6.60x10x17mm)	43,50	106,00	0,461
Total :				3619,64

Planilla de Perfiles Metálicos COLUMNAS N=+ 6.14 hasta 9.04m				
Nombre	Perfil	Long. (m)	Sección (cm²)	Volumen (m³)
C1	HEB (240x240x6.60x10x17mm)	43,50	106,00	0,461
Total :				3619,64

Planilla de Perfiles Metálicos COLUMNAS N=+ 9.04 hasta 11.94m				
Nombre	Perfil	Long. (m)	Sección (cm²)	Volumen (m³)
C1	HEB (240x240x6.60x10x17mm)	43,50	106,00	0,461
Total :				3619,64

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

HORMIGONES:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión f'c = 210 kg/cm²
(En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:
A) -Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia fy = 4200 kg/cm²
B)-En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135°
(Vigas y Columnas)
C) -El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D) -Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 12.15; 12.16 y 12.17; "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 4 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

GEOLOGÍA Y SUELOS:
A) -Peso Especifico = 1847.21kg/m³
B) -Ángulo de fricción interna = 28°
C) -Coeficiente de Rozamiento = 0.12
q = 3.00k kg/cm2

OBSERVACIONES
Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (fy) debe ser mayor igual a 250kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36. Soldadura de ranura Electrodo AWS E7018

PROYECTO:

Diseño Estructural Edificación de Acero

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

DIS: Danilo Molina.
DIB: Danilo Molinal.
REV: Ing. David Cajamarca

Danilo Molina

CONTENIDO:

Plantas de entre piso
Nivel= 6,14m Nivel= 9,04m
Nivel= 11,94m

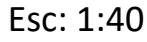
FECHA:

10/Enero/2018

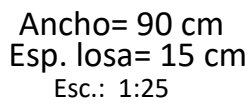
HOJA:

E 03 de04

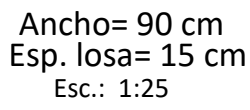
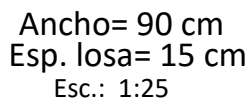
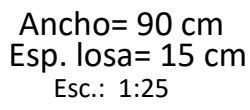
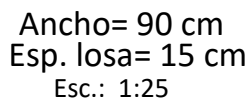
Esc: 1:40



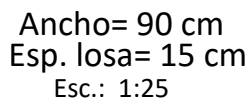
Ancho= 90 cm
Esp. losa= 15 cm
Esc.: 1:25



Ancho= 90 cm
Esp. losa= 15 cm
Esc.: 1:25



DETALLE DE CURVAD
ESC: SIN ESCALA



NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

- NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:**
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

- NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:**
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

- NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:**
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

- NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:**
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

- NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:**
ACI 318-14 (USA), NEC 2015(ECUADOR),
NEC-SE-2015 (ECUADOR)

DIS:	Danilo Molina.
DIB:	Danilo Molinal.
REV:	Ing. David Cajamarca

DIS:	Danilo Molina.
DIB:	Danilo Molinal.
REV:	Ing. David Cajamarca

DIS:	Danilo Molina.
DIB:	Danilo Molinal.
REV:	Ing. David Cajamarca

DIS:	Danilo Molina.
DIB:	Danilo Molinal.
REV:	Ing. David Cajamarca

DIS:	Danilo Molina.
DIB:	Danilo Molinal.
REV:	Ing. David Cajamarca

DIS:	Danilo Molina.
DIB:	Danilo Molinal.
REV:	Ing. David Cajamarca

DIS:	Danilo Molina.
DIB:	Danilo Molinal.
REV:	Ing. David Cajamarca

DIS:	Danilo Molina.
DIB:	Danilo Molinal.
REV:	Ing. David Cajamarca