UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

Análisis y Diseño Estructural Comparativo entre Hormigón Armado y Acero Estructural del Edificio La Riviera emplazado en la ciudad de Cuenca

Trabajo de grado previo a la obtención del título de Ingeniera Civil con énfasis en Gerencia de Construcciones

AUTORA:

Mayra Alejandra Proaño Narváez

DIRECTOR:

Roberto Gamón Torres

Cuenca – Ecuador

2014

DEDICATORIA

A mis padres, por su invaluable apoyo, su confianza y la preocupación de brindarme siempre lo mejor.

A mi hermano para que este importante logro le sirva de ejemplo para alcanzar sus objetivos.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por brindarme la fuerza necesaria para culminar este trabajo.

A mis padres, quienes me han inculcado que la responsabilidad se la debe vivir como un compromiso de dedicación y esfuerzo, mil gracias, por ustedes hoy puedo ver alcanzado uno de los objetivos más importantes de mi vida.

Al Ing. Roberto Gamón, mi director, quién me ha orientado para la realización de este trabajo y un agradecimiento especial al Ing. José Vázquez, por su valiosa guía y asesoramiento, a más de su apoyo incondicional desde el primer momento.

Al Ing. Felipe Andrade y en su nombre a los que integran Consorcio Turi – CRS que han sido mi familia y mi centro de aprendizaje.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA II

AGRADECIMIENTOS III

ÍNDICE DE CONTENIDOS IV

ÍNDICE DE TABLAS VII

ÍNDICE DE FIGURAS IX

ÍNDICE DE ANEXOS XII

RESUMEN XIII

ABSTRACT XIV

INTRODUCCIÓN 1

CAPÍTULO 1: ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS CONSTRUCTIVAS DE LAS EDIFICACIONES EN CUENCA A PARTIR DEL AÑO 2000

INTRODUCCIÓN 3
1.1. ENTORNO INTERNACIONAL 3
1.2. ENTORNO MACRO SECTORIAL 8
1.3. LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN SOBRE LA CONSTRUCCIÓN EN CUENCA 15
1.3.1. ANÁLISIS DE LAS TENDENCIAS EN CONSTRUCCIÓN DE NUESTRO MEDIO 15
1.3.2. MATERIALES ESTRUCTURALES PREDOMINANTES EN LA CONSTRUCCIÓN 26

CAPÍTULO 2: MODELACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

INTRODUCCIÓN 37
2.1. MODELACIÓN DE LOS MATERIALES 37
2.1.1 VARIANTE EN HORMIGÓN ARMADO 38
2.1.2 VARIANTE EN ACERO ESTRUCTURAL 38
2.2. MODELACIÓN DE LA GEOMETRÍA 39
2.2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO 39

2.2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 41
2.3. MODELACIÓN DE LAS CARGAS 49
2.3.1 CARGAS PERMANENTES 49
2.3.2 SOBRECARGA DE USO 50
2.3.3 CARGAS AMBIENTALES 51
2.3.4 COMBINACIÓN DE CARGAS 69

CAPÍTULO 3: CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL

INTRODUCCIÓN 72
3.1. MÉTODO DE DISEÑO: *ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS* 73
3.2. NORMATIVAS UTILIZADAS 74
3.3. INTRODUCCIÓN AL SOFTWARE DE DISEÑO CYPECAD V2014.E 75
3.3.1 ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN EN EL SOFTWARE CYPECAD V2014.E 75
3.4. CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO 75
3.4.1 DISEÑO DE COLUMNAS 76
3.4.2 DISEÑO DE VIGAS 79
3.4.3 DISEÑO DE LOSA NERVADA. 83
3.4.4 DISEÑO DE CIMENTACIONES. 85
3.4.5 DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO 91
3.5. CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN METAL 93
3.5.1 DISEÑO DE COLUMNAS 94
3.5.2 DISEÑO DE VIGAS 96
3.5.3 DISEÑO DE LOSA STEEL DECK 99
3.5.4 DISEÑO DE CIMENTACIONES 101
3.5.5 DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO 105
3.6. ESTRUCTURA METÁLICA DE LA CUBIERTA 106
3.7. ESCALERAS 109
3.7.1 ESCALERA TIPO1, PARA TODOS LOS PISOS: 109
3.7.2 ESCALERA TIPO 2, PARA ÁREA COMERCIAL: 110

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO – ECONÓMICO ENTRE EL DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y EN ACERO ESTRUCTURAL

INTRODUCCIÓN 112
4.1. ANÁLISIS TÉCNICO 112
4.1.1 CIMENTACIÓN 112
4.1.2 ESTRUCTURAS METÁLICAS 113

4.1.3 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO _____ 115
4.2. ANÁLISIS ECONÓMICO _____ 116
4.2.1 PRESUPUESTO _____ 116
4.2.2 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN BENEFICIO/COSTO _____ 123
4.3. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LAS VARIANTES DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL. _____ 124
4.4. SELECCIÓN DE LA VARIANTE DE DISEÑO. _____ 126

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES _____ 130

BIBLIOGRAFÍA _____ 133

ANEXOS _____ 134

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1. Composición del Crédito de Vivienda-Construcción 2011 _____ 13
Tabla 1-2. Resumen de número de Permisos de Construcción _____ 17
Tabla 1-3. Permisos de Construcción en Cuenca 2009 _____ 19
Tabla 1-4. Permisos de Construcción en Cuenca 2010 _____ 19
Tabla 1-5. Permisos de Construcción en Cuenca 2011 _____ 20
Tabla 1-6. Permisos de Construcción en Cuenca 2012 _____ 20
Tabla 1-7. Número de permisos por Tipo de Construcción _____ 23
Tabla 1-8. Nro. de Permisos por Tipo y por Propósito de Construcción (Nacional) _____ 24
Tabla 1-9. Nro. de Permisos por Tipo y por Propósito de Construcción (Azuay) _____ 25
Tabla 1-10. Número de permisos por Propósito de la Construcción _____ 26
Tabla 1-11. Materiales predominantes en los Cimientos y la Estructura (Nacional) _____ 27
Tabla 1-12. Materiales predominantes en los Cimientos y la Estructura (Azuay) _____ 30
Tabla 1-13. Materiales predominantes en las Paredes y la Cubierta (Nacional) _____ 33
Tabla 1-14. Materiales predominantes en las Paredes y la Cubierta (Azuay) _____ 34
Tabla 2-1. Distribución arquitectónica de áreas. _____ 39
Tabla 2-2. Matriz comparativa entre modelos de la estructura de hormigón. _____ 41
Tabla 2-3. Matriz comparativa entre modelos de la estructura de acero. _____ 41
Tabla 2-4. Pesos unitarios de materiales de construcción. _____ 49
Tabla 2-5. Cálculo de la Carga permanente. _____ 49
Tabla 2-6. Cargas vivas en áreas de distinto uso u ocupación. _____ 50
Tabla 2-7. Distribución de cargas por piso. _____ 50
Tabla 2-8. Cargas de Viento. _____ 52
Tabla 2-9. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta. _____ 57
Tabla 2-10. Peso sísmico total de la estructura. _____ 58
Tabla 2-11. Condición de cortante basal mínimo. _____ 59
Tabla 2-12. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta. _____ 62
Tabla 2-13. Peso sísmico total de la estructura. _____ 64
Tabla 2-14. Condición de cortante basal mínimo. _____ 64
Tabla 2-15. Valores de Δ_M máximos, (fracción de la altura de piso). _____ 65
Tabla 2-16. Deriva máxima de cada piso (Hormigón). _____ 66
Tabla 2-17. Deriva total máxima (Hormigón). _____ 66
Tabla 2-18. Deriva máxima de cada piso (Acero). _____ 67
Tabla 2-19. Deriva total máxima (Acero). _____ 67
Tabla 2-20. Listado de combinaciones de carga. _____ 70
Tabla 3-1. Estados límites típicos. _____ 74
Tabla 3-2. Listado de tipos de columna. Hormigón armado. _____ 78
Tabla 3-3. Listado de tipos de Viga. Hormigón armado. _____ 81

Tabla 3-4. Armado de Losas tipo 84
Tabla 3-5. Listado de zapatas aisladas y sus dimensiones. Hormigón armado. 87
Tabla 3-6. Listado de zapatas corridas y sus dimensiones. Hormigón armado. 89
Tabla 3-7. Listado de vigas de atado y sus dimensiones. Hormigón armado. 90
Tabla 3-8. Armado tipo del muro de sótano. Hormigón armado. 92
Tabla 3-9. Armado tipo del muro de ascensor. Hormigón armado. 93
Tabla 3-10. Listado de tipos de Columnas. Metálica. 95
Tabla 3-11. Listado de tipos de Viga. Metálica. 98
Tabla 3-12. Listado de zapatas aisladas y sus dimensiones. Metálica. 101
Tabla 3-13. Listado de zapatas corridas y sus dimensiones. Metálica. 102
Tabla 3-14. Listado de vigas de atado y sus dimensiones. Metálica. 103
Tabla 3-15. Armado tipo del muro de sótano. Metálica. 105
Tabla 3-16. Armado tipo del muro ascensor. Metálica. 106
Tabla 3-17. Materiales utilizados para la cubierta metálica. 108
Tabla 3-18. Características mecánicas de los materiales de cubierta. 108
Tabla 3-19. Resumen de cantidades de cubierta. 108
Tabla 3-20. Medición pernos placas de anclaje. Estructura 3D. 109
Tabla 3-21. Armadura losa Escalera Tipo 110
Tabla 3-22. Armadura escalera tipo 2 111
Tabla 4-1. Volúmenes de obra para cimentación. Hormigón armado y Metálica. 113
Tabla 4-2. Componentes del costo indirecto. 118
Tabla 4-3. Datos para la relación beneficio/costo. 123
Tabla 4-4. Tabla comparativa entre Variante de Hormigón Armado y Variante Metálica. 124
Tabla 4-5. Matriz de pesos ponderados entre las variantes de diseño. 128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Evolución del precio del petróleo. 5
Figura 1-2. Producción Mundial de Acero Crudo 2012 6
Figura 1-3. Producción Mundial de Hierro 2012 6
Figura 1-4. Producción Mundial de Cemento 2012 7
Figura 1-5. Producción Mundial de Arena y Grava 2011 7
Figura 1-6. Evolución del PIB del Sector de Construcción 9
Figura 1-7. Tendencia del crecimiento del Sector de la Construcción 10
Figura 1-8. Aporte del sector de la Construcción al PIB 10
Figura 1-9. Ciclo Económico del Sector de Construcción 11
Figura 1-10. Volumen de Crédito de Vivienda 12
Figura 1-11. Evolución Importación de Materiales de Construcción 14
Figura 1-12. Mercado Laboral del Sector de Fabricación de Materiales de Construcción 2011-2012 15
Figura 1-13. Número de Permisos de Construcción (Nacional vs. Azuay) 18
Figura 1-14. Permisos de Construcción Acumulados - Cuenca 21
Figura 1-15. Áreas de Construcción Acumuladas - Cuenca 21
Figura 1-16. Superficie total de m2 a construirse 22
Figura 1-17. Número de Permisos por Tipo de Construcción (Nacional) 23
Figura 1-18. Cuadro comparativo de los permisos por Tipo de Construcción 2000 - 2011 (Nacional) 24
Figura 1-19. Cuadro comparativo de los permisos por Tipo de Construcción 2000 - 2011 (Azuay) 25
Figura 1-20. Número de permisos por Propósito de la Construcción (Nacional) (Azuay) 25
Figura 1-21. Vivienda e Infraestructura - Tipo de Pared 27
Figura 1-22. Materiales predominantes empleados para los Cimientos (Nacional) 27
Figura 1-23. Material empleado en los cimientos H. Armado vs. H. Ciclópeo 28
Figura 1-24. Material predominante empleado en las Estructuras (Nacional) 29
Figura 1-25. Material empleado en la estructura Hormigón armado vs. Metálica (Nacional) 30
Figura 1-26. Tendencia predominante en el uso de Materiales para los Cimientos. 31
Figura 1-27. Material predominante empleado en las Estructuras (Azuay) 32
Figura 1-28. Material empleado en la estructura Hormigón Armado vs. Metálica (Azuay) 32
Figura 1-29. Permisos por tipo de material predominante en los Paredes (Nacional) 33
Figura 1-30. Permisos por tipo de material predominante en las Paredes (Azuay) 34
Figura 1-31. Material predominante en las Paredes Ladrillo vs. Bloque 35
Figura 2-1. Ubicación del Edificio La Riviera 40
Figura 2-2. Sección Losa nervada 42
Figura 2-3. Modelo de la estructura en Hormigón Armado. 44
Figura 2-4. Sección losa steel deck. 45

Figura 2-5. Modelo de la estructura en Acero Estructural. _____ 47
Figura 2-6. Esquema muro de contención. _____ 48
Figura 2-7. Espectro elástico de aceleraciones. _____ 55
Figura 2-8. Espectro de diseño según X._____ 55
Figura 2-9. Espectro de diseño según Y._____ 55
Figura 2-10. Espectro de diseño según X._____ 56
Figura 2-11. Espectro de diseño según Y._____ 56
Figura 2-12. Espectro elástico de aceleraciones. _____ 60
Figura 2-13. Espectro de diseño según X._____ 61
Figura 2-14. Espectro de diseño según Y._____ 61
Figura 2-15. Espectro de diseño según X _____ 62
Figura 2-16. Espectro de diseño según Y _____ 62
Figura 2-17. Deformada en X (Modo de vibración 2). Hormigón armado. _____ 66
Figura 2-18. Deformada en Y (Modo de vibración 1). Hormigón armado. _____ 67
Figura 2-19. Deformada en X (Modo de vibración 2). Metálica. _____ 68
Figura 2-20. Deformada en Y (Modo de vibración 1). Metálica. _____ 68
Figura 3-1. Secciones que se comprueban en una columna. _____ 77
Figura 3-2. Esquema de distribución de tipos de columnas. Hormigón Armado. _____ 79
Figura 3-3. Esquema de distribución de vigas tipo en planta tipo N+0.90. Hormigón Armado. _____ 82
Figura 3-4. Esquema de distribución de vigas tipo en planta tipo N+10.62. Hormigón Armado. _____ 82
Figura 3-5. Características de losa nervada._____ 83
Figura 3-6. Esquema del armado de losa tipo N+0,90, Hormigón Armado. _____ 84
Figura 3-7. Esquema del armado de losa tipo N+10,62, Hormigón Armado. _____ 85
Figura 3-8. Esquema de esfuerzos transmitidos a las zapatas. _____ 86
Figura 3-9. Esquema de tensiones sobre el terreno._____ 86
Figura 3-10. Esquema distribución de las zapatas. Hormigón armado. _____ 87
Figura 3-11. Esquema de esfuerzos transmitidos a la zapata corrida. _____ 88
Figura 3-12. Esquema distribución zapatas corridas. Hormigón armado._____ 88
Figura 3-13. Esquema de esfuerzo para las vigas de atado. _____ 89
Figura 3-14. Esquema de distribución de los tipos de vigas de atado. Hormigón armado. 90
Figura 3-15. Esquema de empujes en los muros de sótano. _____ 91
Figura 3-16. Empuje sobrecarga uniformemente repartida. _____ 91
Figura 3-17. Empuje carga en banda paralela. _____ 92
Figura 3-18. Esquema de distribución de tipos de columnas. Metálica. _____ 96
Figura 3-19. Esquema de distribución de vigas tipo en planta tipo N+0,90. Metálica. ____ 97
Figura 3-20. Esquema de distribución de vigas tipo en planta tipo N+10,62. Metálica. ___ 97
Figura 3-21. Esquema de Losa steel deck. _____ 99
Figura 3-22. Esquema de la distribución losa planta tipo N+0,90. Metálica._____ 100

Figura 3-23. Esquema de la distribución losa planta tipo N+10,62. Metálica._____ 100
Figura 3-24. Esquema distribución de las zapatas. Metálica. _____ 101
Figura 3-25. Esquema distribución zapatas corridas. Metálica. _____ 102
Figura 3-26. Esquema de distribución de los tipos de vigas de atado. Metálica. _____ 103
Figura 3-27. Esquema ejemplo de placas de anclaje. Metálica. _____ 105
Figura 3-28. Modelo 3D estructura metálica cubierta._____ 107
Figura 3-29. Vista en corte de cubierta metálica. _____ 107
Figura 3-30.Vista en planta de escalera tipo 1. _____ 110
Figura 3-31. Vista en planta escalera tipo 2. _____ 111

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Especificaciones Técnicas _____ 135
Anexo 2. Justificación de la acción sísmica (Hormigón) _____ 160
Anexo 3. Justificación de la acción sísmica (Acero) _____ 171
Anexo 4. Ejemplo comprobaciones Columna Tipo Hormigón _____ 182
Anexo 5. Ejemplo comprobaciones Viga Tipo Hormigón _____ 194
Anexo 6. Ejemplo comprobaciones – Cimentación _____ 213
Anexo 7. Ejemplo comprobaciones Columna Tipo Metal _____ 221
Anexo 8. Ejemplo comprobaciones Viga Tipo Metal _____ 232
Anexo 9. Ejemplo comprobaciones de perfiles Estructura Metálica 3D_____ 242
Anexo 10. Obtención de utilidad y costos indirectos _____ 247
Anexo 11. Volúmenes de obra_____ 254
Anexo 12. Análisis de precios unitarios _____ 263
Anexo 13. Planos estructurales _____ 286

RESUMEN

Análisis y Diseño Estructural Comparativo entre Hormigón Armado y Acero Estructural del Edificio La Riviera emplazado en la ciudad de Cuenca

El análisis y diseño estructural de una edificación son valiosos ya que permite llevar adelante la comparación de dos tecnologías constructivas, en este caso entre hormigón armado y acero estructural. Para realizar el análisis estructural y obtener las solicitaciones actuantes en el edificio Riviera, y calcular y diseñar los miembros estructurales del edificio en los materiales propuestos, se utilizó el software CYPECAD 3D, en el que se determinaron los diseños y se obtuvieron volúmenes de obra, con los cuáles se realizó una evaluación técnica y económica que finalmente permitió llegar a establecer que en nuestro medio, a pesar de que la estructura metálica presenta ventajas; la estructura en hormigón sigue siendo la dominante.

Palabras Clave: *Diseño estructural, modelación, miembros, solicitaciones, estructura, hormigón armado, acero estructural, armaduras.*

Ing. Paúl Cordero
DIRECTOR DE ESCUELA

Ing. Roberto Gamón Torres
DIRECTOR DE TESIS

Mayra Proaño
AUTORA

ABSTRACT

COMPARATIVE ANALYSIS AND STRUCTURAL DESIGN BETWEEN REINFORCED CONCRETE AND STRUCTURAL STEEL AT THE *LA RIVIERA* BUILDING LOCATED IN THE CITY OF CUENCA

The analysis and structural design of a building is valuable because it allows comparison of two construction technologies, in this case between reinforced concrete and structural steel. The CYPECAD 3D software was used to perform the structural analysis and obtain the stresses acting in the Riviera building, as well as calculate and design the building structural members in the proposed materials. The designs were determined by means of this software and we obtained volumes of work with which a technical and economic evaluation was made. This evaluation finally demonstrated that in our environment the concrete structure is still the most used, even though the metal structure has advantages.

Keywords: Structural Design, Modeling, Members, Stresses, Structure, Reinforced Concrete, Structural Steel, Framework.

Ing. Paul Cordero
SCHOOL DIRECTOR

Ing. Roberto Gamón Torres
THESIS DIRECTOR

Mayra Proaño
AUTHOR

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
DPTO. IDIOMAS

Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Mayra Alejandra Proaño Narváez

Trabajo de graduación
Ing. Civil Roberto Gamón Torres PhD. Msc.
Febrero de 2014

Análisis y Diseño Estructural Comparativo entre Hormigón Armado y Acero Estructural del Edificio La Riviera emplazado en la ciudad de Cuenca

INTRODUCCIÓN

La estructura es la parte primordial de la edificación porque es la responsable de garantizar la estabilidad de la obra y la seguridad de sus habitantes, de aquí nace la importancia de la sismo-resistencia y estabilidad estructural en cuanto al análisis y diseño, dentro del campo de la ingeniería civil.

El trabajo de graduación que compone esta investigación, denominado "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO LA RIVIERA EMPLAZADO EN LA CIUDAD DE CUENCA" tiene como objetivo principal: desarrollar un estudio que presente la información necesaria a través del modelado, análisis y diseño estructural aplicando las normativas vigentes, que permitan seleccionar el diseño más favorable, considerando factores de seguridad, estéticos y económicos.

En el primer capítulo se realiza un análisis de la industria de la construcción a lo largo de la última década, con énfasis en lo que ha sido este sector en el país y particularmente en Cuenca, para lo cual aborda una breve revisión de la coyuntura mundial, desde una perspectiva económica, para mostrar los impactos que tuvo en la economía regional y particularmente en nuestro país y la Ciudad de Cuenca.

El segundo capítulo corresponde a la modelación de la edificación, que hace énfasis en tres puntos importantes: modelación de la geometría, modelación de los materiales y modelación de las cargas. Se van a generar dos modelos de la edificación, correspondientes a los materiales de estudio, hormigón armado y acero estructural.

En el tercer capítulo se analiza el diseño estructural sismo-resistente, consistente en el dimensionamiento de los miembros que conforman a una estructura, una vez que se han calculado las solicitaciones a los que están sometidos, de tal forma que sean capaces de soportarlos de manera satisfactoria y mantenerse estable.

En el capítulo cuarto se definieron los parámetros para determinar tanto en los aspectos técnicos como en los económicos, la mejor variante de diseño a recomendar. En cuanto a los aspectos técnicos se revisará lo que comprende la tecnología del material y en la parte económica, lo referente a costos de las variantes, de modo que la decisión final se hará sobre la base de una ponderación de estos aspectos.

Finalmente se resume las principales conclusiones y algunas recomendaciones, destacando que el diseño estructural de una edificación con hormigón armado o con acero estructural presenta ventajas y desventajas, que al momento de tomar una decisión, primará la variable que le convenga al propietario, el tiempo o el costo.

CAPÍTULO 1

ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS CONSTRUCTIVAS DE LAS EDIFICACIONES EN CUENCA A PARTIR DEL AÑO 2000

Introducción

En este primer capítulo se pretende realizar un análisis de la industria de la construcción a lo largo de la última década, con énfasis en lo que ha sido este sector en el país y particularmente en Cuenca, para lo cual iniciaremos con una breve revisión de la coyuntura mundial, desde una perspectiva económica, para mostrar los impactos que tuvo en la economía regional y particularmente en nuestro país. Posteriormente presentaremos una mirada a la construcción en el Ecuador y en Cuenca, enfocando la evolución de los permisos de construcción, sus usos y características constructivas y cerraremos este capítulo con la descripción del proyecto constructivo objeto de la presente investigación.

1.1. Entorno internacional

En enero de 1999 se dio un hecho importante previo el inicio de la década, nacía el euro como una moneda, que en corto plazo, se convertirá en una unidad de cuenta, los tipos de cambio se anclaron a él y se iniciaba el proceso de la unión monetaria. Sin embargo la adopción fue gradual hasta la entrada en circulación el 1 de enero de 2002 el impacto del reemplazo de monedas en el desempeño económico de los países de la Unión Europea fue mínimo, y se dio un *performance* no armónico entre los distintos países que lo conformaron, entonces la economía mundial se recupera lentamente, esa tendencia se preveía que llegara a su punto máximo en 2003.

La coyuntura mundial también cambio drásticamente a raíz del atentado terrorista de septiembre de 2001 en EEUU, que afectó seriamente la economía norteamericana y con ello sus relaciones económicas internacionales. La Reserva Federal intentó ir reduciendo los tipos de interés para recuperar la inversión interna y externa y buscar la recuperación de su economía, pero sin lograr mayores resultados.

Posteriormente en 2005, a medida que se fue retomando la confianza en el mercado de EEUU, ya se estaba forjando una *nueva crisis*, pero ahora debido a las grandes inversiones en bienes inmuebles, merced a que, los bancos canalizaban grandes volúmenes de crédito al sector inmobiliario y éstos, movidos por las expectativas de ganancias, instauraban una

serie de productos financieros para ir negociando los activos financieros, generados por la venta del crédito, a otros mercados, sobre todo europeos.

En agosto de 2007, en varios estados norteamericanos (Nueva York, California, Texas, entre otros) los principales bancos, como el Banco de América, Wells Fargo, entre otros, iniciaban procesos de reestructuración de sus portafolios, ingeniando activos financieros derivados, que más tarde se convirtieron en los denominados *activos tóxicos*, es decir simples papeles o títulos de alto riesgo, que exigían altas provisiones para cubrir los *riesgos de incumplimiento*.

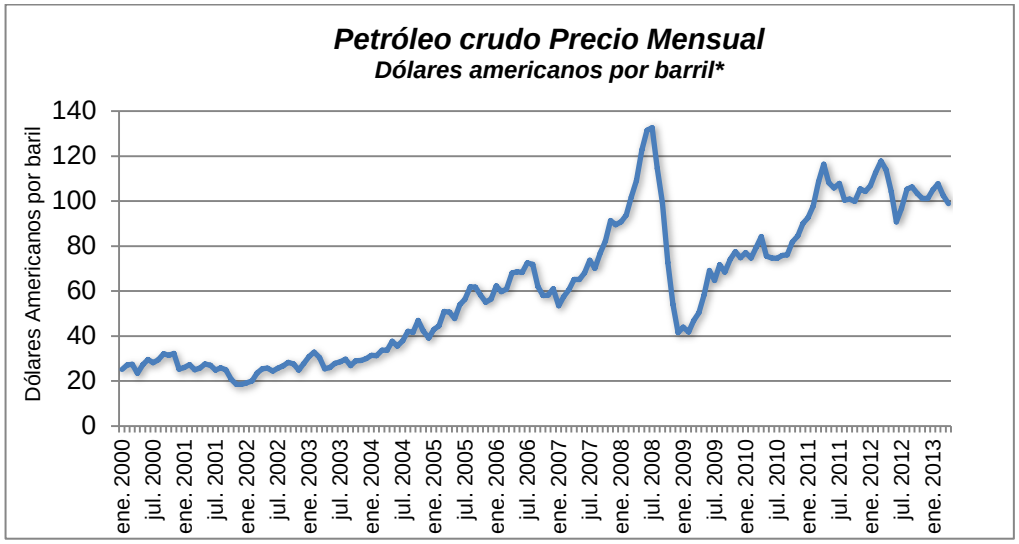
Esta crisis -de tipo financiera- trajo cola en 2008 y 2009, e impactó al sector real de la economía, puesto que la situación difícil de los bancos, disminuyó los fondos prestables y las empresas, ante la sequía de crédito, redujeron sus inversiones y performance, con bajos rendimientos, que condujo a procesos de reducción de costos, siendo el empleo la variable más afectada, y pronto terminó en despidos y reducción de salarios, poniendo en riesgo la capacidad de pago y por tanto agrandaba los incumplimientos en los bancos.

Los bienes (las viviendas) que fueron financiados por los bancos para esos años, cayeron de precio y las coberturas del riesgo de aquellos fueron insuficientes, lo cual acrecentaba sus pérdidas, provocando, en unos casos el cierre de varias instituciones financieras, y en otros, entraron en serios procesos de reestructuración, siendo el Estado quien asumiera buena parte de la *crisis financiera.*

De otro lado, y al extremo del planeta, se forjaba una nueva potencia económica, la economía China, que se convertiría en el nuevo acreedor de un sin número de países (entre ellos el Ecuador) haciendo que las relaciones económicas internacionales, desde y hacia este país, empiecen a crecer fuertemente. El desarrollo de la China y su área de influencia, son la región del mundo que impulsa una mayor demanda de insumos (alimentos, materiales, minerales, etc.) del resto del mundo, cuyos precios empiezan a tener un ritmo creciente.

El petróleo y su precio por barril, siendo un recurso estratégico para un gran número de industrias, tiene una evolución alcista (como se puede ver en Figura adjunto) que para fines de esta década ha contribuido para que los Gobiernos iniciaran un creciente gasto público con la ejecución de obras de infraestructura (en el caso del Ecuador la obra pública del Gobierno inicia en 2006 hasta los actuales momentos).

Figura 1-1. Evolución del precio del petróleo.



*Evolución del Precio: Promedio de tres precios; Brent Fechado, Intermedio de Texas Oeste y Dubái Fateh. (US $)
Fuente: Banco Mundial (http://www.bancomundial.org)

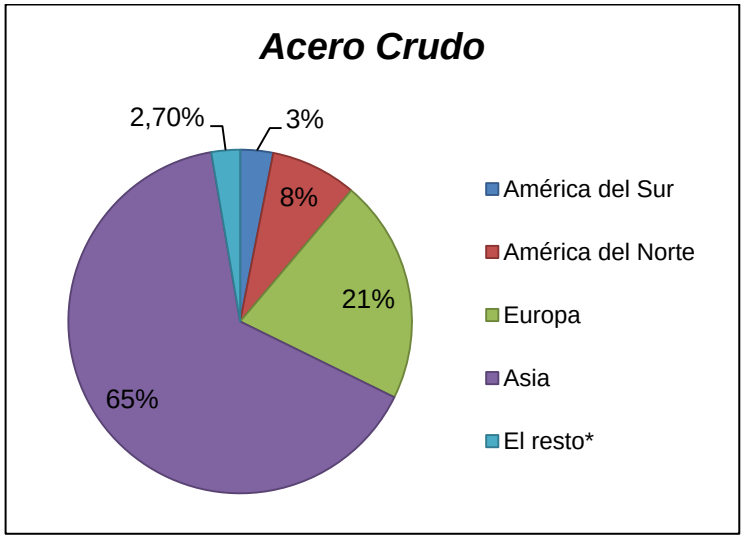
Aunque el crecimiento económico registrado en América latina, en contraposición con la desaceleración económica del mundo desarrollado, en buena parte queda explicado por el repunte de los precios de sus principales productos de exportación (petróleo en Venezuela, México, Ecuador, el cobre en Chile, los alimentos en Argentina y Brasil, etc.),también sufrieron el impacto de precios altos en productos estratégicos como el acero, el hierro, el cemento, etc. afectando los costos de producción en varias industrias sobre todo en el de la construcción.

Países como China, Japón, EEUU, India, Rusia[1], pudieron sortear en parte su desaceleración, por el incremento de las exportaciones de este tipo de materiales hacia los países de la región dado que la producción de estos bienes no es relevante tal como se puede apreciar en las figuras 1-2 a 1-4.

A continuación se puede ver gráficamente cómo está la producción de los principales materiales de la construcción de los cuales se deriva una gran variedad de insumos para el sector.

[1] *Major Steel-Producing Countries 2010 and 2011. World Steel in Figures 2012. WORLDSTEEL ASSOCIATION.*

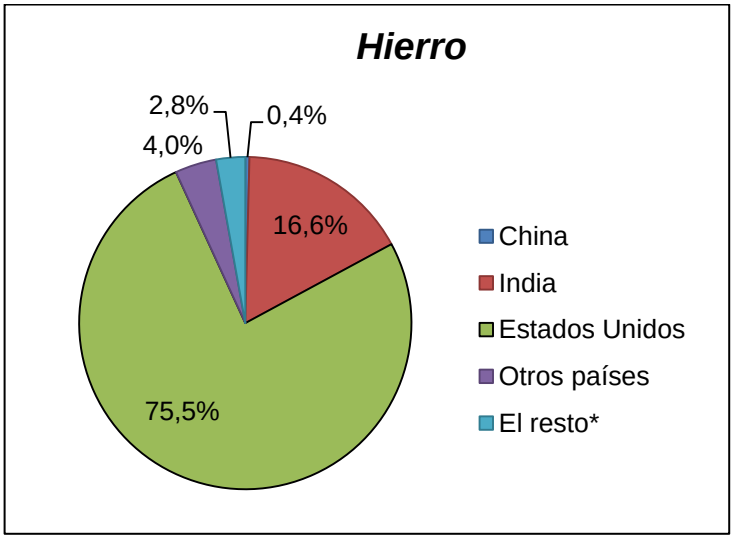
Figura 1-2. Producción Mundial de Acero Crudo 2012



* Incluye Oceanía, África y Medio Oriente
Fuente: Multienlace. Wordlsteel Association.

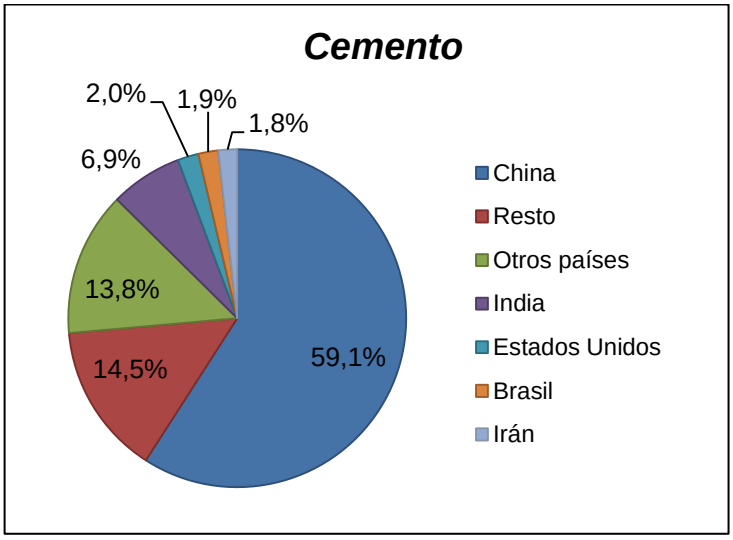
Por otro lado, Asia, durante estos años vio acrecentada la demanda de acero crudo, siendo la región con la mayor producción, seguida de Europa y América del Norte. Para el caso del hierro, los EEUU es la zona de mayor producción y por tanto es el país de donde el Ecuador importa este tipo de material.

Figura 1-3. Producción Mundial de Hierro 2012



* Incluye Oceanía, África y Medio Oriente
Fuente: Multienlace. Wordlsteel Association.

Figura 1-4. Producción Mundial de Cemento 2012

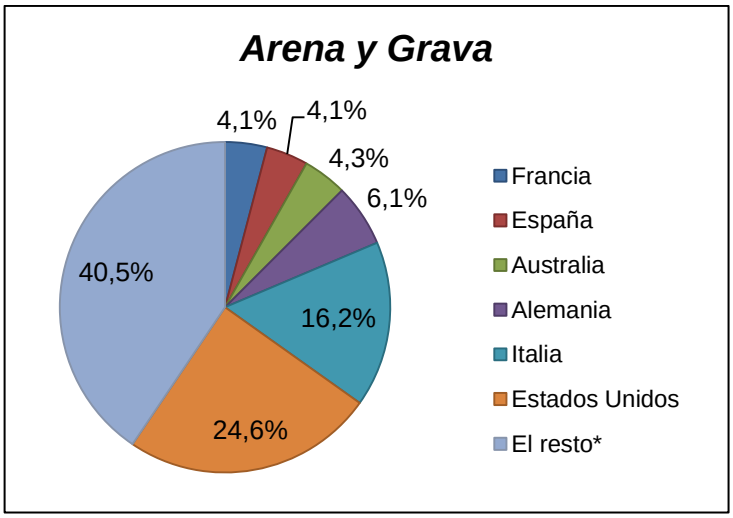


Fuente: Multienlace. Instituto Geológico y Minero de Estados Unidos.

El cemento aun cuando es un material estratégico dentro de la construcción y siendo este conjunto de países los mayores productores, en nuestro país este material es producido por cuatro grandes empresas Holcim Ecuador S.A., Grupo Lafarge, Cementos Guapán , Cementos Chimborazo C.A.; que han logrado atender las demandas del mercado nacional.

En el caso de los denominados áridos, a pesar de la importancia de EEUU (Ver Figura 1-5), este no es exportador de estos materiales, más bien para el caso de Ecuador, a lo largo y ancho del país, existen las concesiones para explotar estos materiales, que si bien presentan también variaciones permanentes de los precios, al menos existe una competencia moderada para el aprovisionamiento.

Figura 1-5. Producción Mundial de Arena y Grava 2011



Nota: Información respecto a "Arena y Grava" es la última disponible.
Fuente: Multienlace. Instituto Geológico y Minero de Estados Unidos.

Con todo y este comportamiento, a nivel mundial, el sector de la construcción refleja un mayor dinamismo en el 2012, esta industria denota una alta dependencia de los insumos con los que trabaja, por ende, el comportamiento de la misma, incide en el desempeño del subsector de ferreterías y materiales de construcción. Cabe mencionar que el sector ferretero y los materiales de construcción, a nivel mundial, impactan positivamente en el ámbito laboral, productivo y económico.

En resumen a nivel internacional es posible identificar en esta década eventos que tuvieron impacto en la economía nacional e internacional, en 2001 el atentado terrorista que afectó la forma de hacer los negocios en el mundo, afectando fuertemente el turismo, en 2005 la inyección de recursos de la Reserva Federal que indujo a la banca a entrar en una ola agresiva de colocación de recursos que se canalizaron a los bienes inmuebles, y finalmente el surgimiento de la China, India como grandes países demandantes de bienes, que provocaron escasez y el consecuente incremento de precios. Para el caso del petróleo, el incremento de su precio contribuyó, de un lado, a la dinámica de la economía por parte del gasto del gobierno, pero por el otro, del lado del sector privado, el incremento en los costos de producción. En la siguiente sección vamos a analizar las incidencias en la economía ecuatoriana de estos acontecimientos acaecidos a nivel internacional.

1.2. Entorno Macro Sectorial

En la economía nacional, los hechos relevantes que marcaron el inicio de la década, constituyen la caída de buena parte del sistema financiero, que provocó, meses más tarde (septiembre de 2001), que el gobierno de turno, decretara la *dolarización y* el *feriado bancario*, afirmando que el país vería los beneficios que trae consigo este esquema cambiario, como son la reducción de las tasas de interés y la inflación.

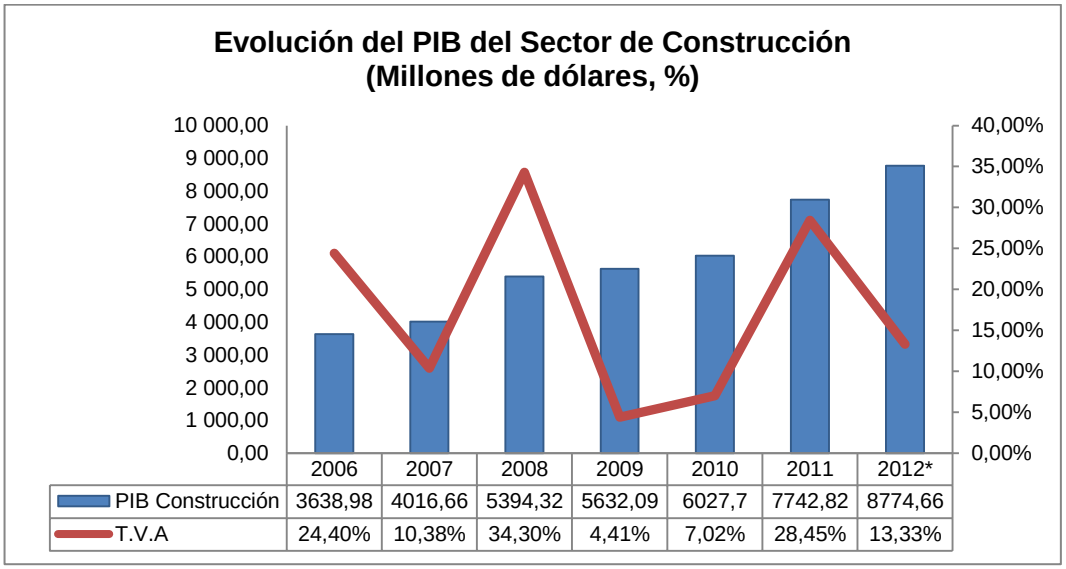
Efectivamente una vez implantada la dolarización, el horizonte de largo plazo, se convirtió en el lapso de tiempo para visualizar todas las decisiones de inversión, evidentemente la banca privada logró, poco a poco, ir liberando fondos a plazos mayores, empezando a tomar forma los créditos de largo plazo, sobre todo aquellos dirigidos al crédito de vivienda.

Entonces, la construcción se convirtió en uno de los sectores más beneficiados de la dolarización, ya que el impacto positivo de la relativa recuperación de la economía dolarizada, evidenciada por la disminución de las tasas de interés y la ampliación de los plazos, dio lugar al incremento del crédito para la construcción. Así en 2002 la tasa anual de crecimiento del sector de la construcción fue de 14,7%. Según el Banco Central del Ecuador (BCE) en este año el PIB de la construcción alcanzó $. 1344 millones, pasando a $. 1395

millones en 2003, y tal como muestra la figura 1-6, la variación anual de la producción de este sector ha sido positiva.

El sector de la construcción que tuvo un comportamiento muy dinámico a partir de 2002 con crecimientos trimestrales sostenidos entre 1,5% y 6,4%, en gran medida explicada por la infraestructura del Oleoducto de Crudos Pesados OCP, experimentó un frenazo en 2003, debido a la menor inversión pública; pero no tardaba en esperar la recuperación, puesto que para los años 2004 y 2005 ya se veía varias obras de infraestructura construida desde el Estado como era el aeropuerto de Quito, los proyectos de agua potable en varias ciudades del país, los túneles en Guayaquil entre lo más destacado, varios proyectos hidroeléctricos se tenían en carpeta desde el Estado.

Figura 1-6. Evolución del PIB del Sector de Construcción



	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012*
PIB Construcción	3638,98	4016,66	5394,32	5632,09	6027,7	7742,82	8774,66
T.V.A	24,40%	10,38%	34,30%	4,41%	7,02%	28,45%	13,33%

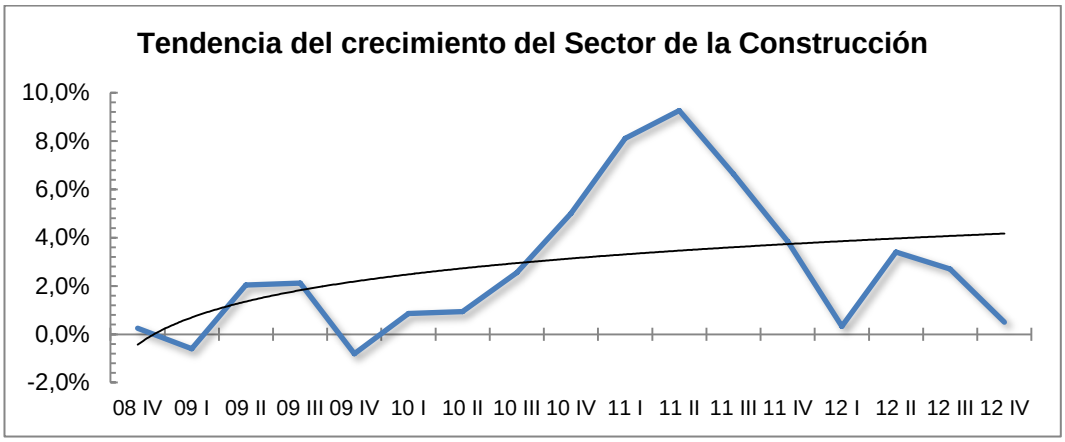
*Datos corresponden a previsiones de BCE
Fuente: Banco Central del Ecuador (BCE). Multienlace.

En el periodo 2006-2012, la construcción tuvo un crecimiento promedio anual de 17,4%. Se destaca que el mayor repunte en términos de valor, se presentó en el año 2011, aumentando 1715,12 millones de dólares con respecto al año 2010. Al contrario, la mayor desaceleración de crecimiento se presentó en el año 2009, cuando el monto aumentó 237,7 millones de dólares (4,41%) con respecto al año 2006.

Al considerar la amplia variedad de actividades económicas que en el país se realizan, se concluye que la construcción es una de las principales, pues su PIB tiene una participación promedio del 9,8% anual. No obstante, se puede observar que el aporte de este sector a la economía, se vio afectada por la crisis internacional que se produjo en el año 2009, generándose una reducción en los proyectos e inversión realizada, resultado de lo cual su tasa de variación fue de solo 4,41%. A partir de 2010 (año de mayor participación en el PIB,

28,45%) el sector presenta un crecimiento considerable hasta el 2012 e incluso con tendencias similares para el 2013. Como se puede apreciar en la figura 1-7, la línea de tendencia evidencia una pendiente positiva, lo cual es de esperar que este sector continúe con su tasa de crecimiento.

Figura 1-7. Tendencia del crecimiento del Sector de la Construcción

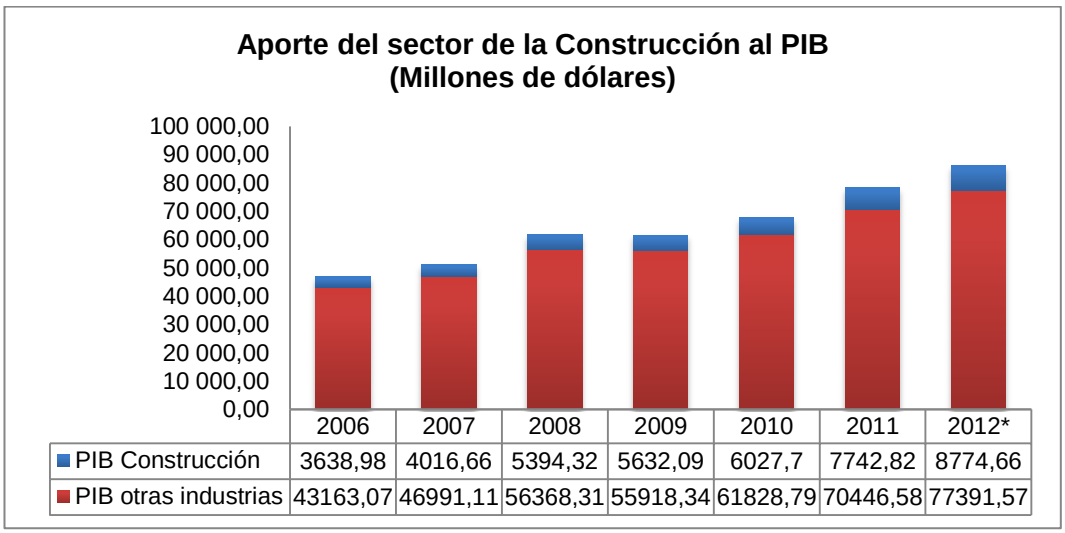


Fuente: Banco Central del Ecuador (BCE). Multienlace.

Para medir la importancia del sector de la construcción, se puede revisar el grafico 1-8, donde se aprecia el aporte que éste genera al Producto Interno Bruto (PIB).

De la información del grafico 1-7 también se desprende que el sector muestra una etapa de auge entre 2010 y 2011, explicada principalmente por la creciente demanda de la construcción pública y privada, gracias a las facilidades financieras que ofrecen las instituciones financieras estatales y privadas.

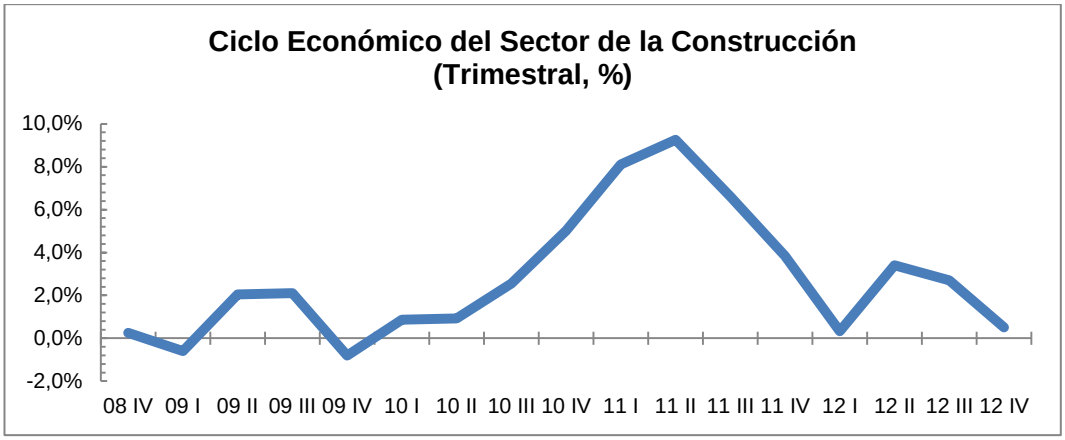
Figura 1-8. Aporte del sector de la Construcción al PIB



	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012*
PIB Construcción	3638,98	4016,66	5394,32	5632,09	6027,7	7742,82	8774,66
PIB otras industrias	43163,07	46991,11	56368,31	55918,34	61828,79	70446,58	77391,57

*Datos corresponden a previsiones de BCE
Fuente: Banco Central del Ecuador (BCE). Multienlace.

Figura 1-9. Ciclo Económico del Sector de Construcción



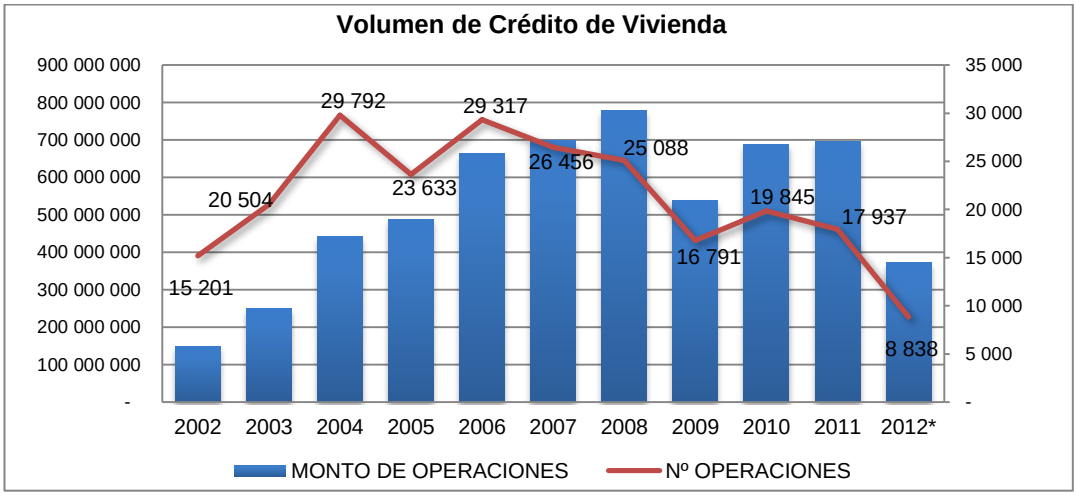
Fuente: Banco Central del Ecuador (BCE). Multienlace.

Concomitantemente a su contribución al PIB, en cuanto al ciclo económico de este sector, se observa una tendencia cambiante, con aceleración y desaceleración, en especial en el año 2008 y 2009, producto de la evolución de la obra pública y la crisis económica respectivamente. Para el año 2011, también se evidencia un importante crecimiento, lo que se explica en buena medida por la entrega de recursos económicos por parte del Estado hacia la banca pública. Así es como el BEV dinamiza créditos a los promotores inmobiliarios, para la construcción de sus proyectos habitacionales, y el BIESS entregando préstamos hipotecarios a los afiliados.

A partir del 2007 el sector público trata de convertirse en el principal actor de la construcción. Vialidad e infraestructura eléctrica, marcan la pauta, que se estimaban ser financiadas con los dólares del petróleo; no obstante, se estaba frenando o provocando un retraso en la construcción de viviendas populares y con ello las expectativas de los constructores privados persistía.

Para ir atendiendo a estos sectores el Estado prueba reactivar el rol del IESS a través de volver a ofrecer los créditos hipotecarios. Se inicia en este año a configurar la idea de crear el Banco del IESS (BIESS) como el protagonista entre otros propósitos de ser el principal financiador del crédito de vivienda. Estando en debate este rol estatal en el sector de la construcción, la banca privada ya había despegado en este tipo de financiamiento y la cartera de este tipo de crédito ya había alcanzado para estos años (2007- 2008) cifras importantes.

Figura 1-10. Volumen de Crédito de Vivienda



*Los datos del 2012 se encuentran registrados hasta el mes julio
Fuente: SUPERINTENDENCIA DE BANCOS Y SEGUROS DEL ECUADOR

Sin embargo, a nivel internacional -como lo dijimos antes- en EEUU estallaba la burbuja inmobiliaria, que desató una crisis económica que repercutió nuevamente en una desaceleración en nuestra economía, pero no produjo *"sequía"* en el crédito (Grafica 1-10), ya que por ejemplo, el volumen de crédito para la vivienda, si bien se redujeron el número de operaciones respecto de las otorgadas previamente (2003-2008), aún en montos las instituciones financieras, sobre todo los bancos, continuaron prestando.

La distribución del crédito otorgado por el sistema financiero en el año 2002 correspondía en: Comercial 68%, Consumo 25%, Vivienda 6% y Microcrédito 1%. Para fines de la década la composición se puede revisar en la tabla 1.1.

La tasa activa para créditos en ese año oscila entre 12% y 14% que para el empresario del sector de la construcción no son tasas atractivas. Sin embargo el comprador que veía el apoyo de la banca y del resto del sistema financiero (iniciaba los préstamos de las cooperativas) en este tipo de créditos fue creciendo y viene creciendo sostenidamente.

A pesar de aquello la banca no había cerrado la llave del crédito sino lo venía haciendo a un ritmo menos acelerado, entre tanto el Gobierno había configurado un conjunto de medidas para proteger aquellas industrias que sintieron el embate de la crisis financiera que ya se convirtió en una crisis con repercusiones en otras partes del planeta, (España, Portugal, Irlanda, Grecia entre otras).

Tabla 1-1. Composición del Crédito de Vivienda-Construcción 2011

	TIPO	Nº OPERACIONES	MONTO DE OPERACIONES
NACIONAL 2011	Total Construcción	4 344	70 385 516,40
	Total Vivienda/Microcrédito	8 688	158 514 706,00
	Total general	**13 032**	**228 900 222,40**
AZUAY 2011	Total Construcción	1 510	45 651 085,10
	Total Vivienda/Microcrédito	1 774	59 461 451,00
	Total general	**3 284**	**105 112 536,10**
CUENCA 2011	Total Construcción	1 338	37 918 631,40
	Total Vivienda/Microcrédito	1 524	56 725 956,80
	Total general	**2 862**	**94 644 588,20**

Fuente: SUPERINTENDENCIA DE BANCOS Y SEGUROS DEL ECUADOR.

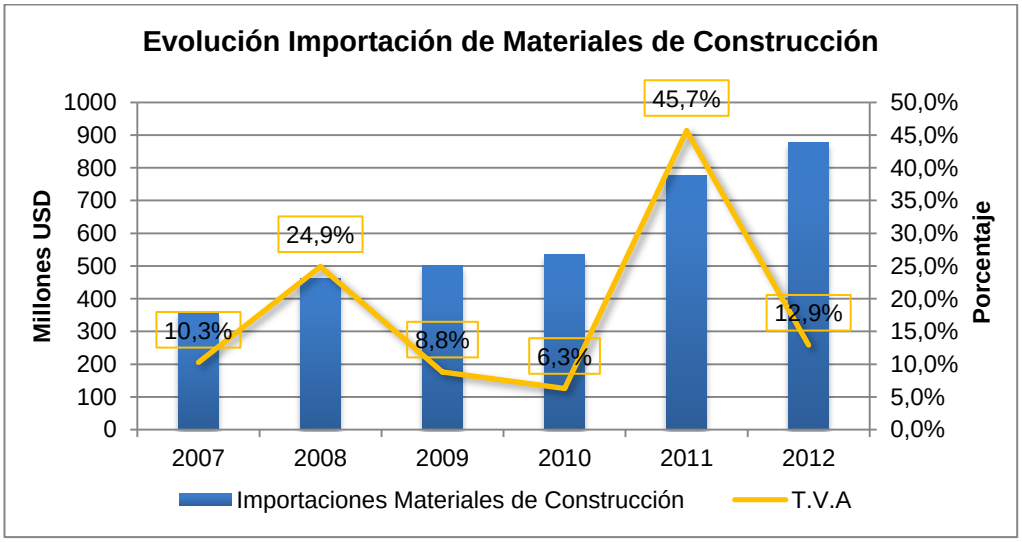
En el país, en especial con el Gobierno del Presidente Rafael Correa, se afianza un modelo estatista y el IESS se convertiría en el ente que reemplazaría a la banca en el financiamiento de la vivienda. Todo este impulso en el gasto público estaba siendo posible gracias a los importantes precios del petróleo y al acceso al financiamiento que la nueva economía grande del mundo, la China, estaba brindando, a pesar de las críticas en los términos y condiciones de este tipo de financiamiento.

En 2011 ya el BIESS se estaría convirtiendo en el principal financista de la vivienda en el país, incluso parte de la cartera de vivienda de la banca privada se transfería a este banco, con lo cual se ha convertido en la competencia más dura del sistema financiero. Por estos mismos años 2009-2011 la consolidación del cooperativismo se hace notar con la penetración de créditos tanto de consumo como de vivienda en aquellos segmentos de mercado que no tenían acceso a la banca, y que sin embargo, sea por sus propios recursos o por los provenientes del exterior, eran potenciales sujetos de crédito.

En 2012 las tendencias en toda la economía se mantienen, es decir un Gobierno que acumula poder, que consolida su aceptación entre la sociedad y el entorno internacional que le es favorable, sobre todo por el mantenimiento de los precios del petróleo, que continua soportando el inmenso gasto público que está tolerando la economía ecuatoriana.

Ecuador se caracteriza por ser importador neto de materias primas destinadas para la industria de la construcción. En la figura 1-11, se puede observar que en el periodo 2007-2012, las importaciones han tenido una variación promedio anual de 18,1%. Se destaca el crecimiento en el año 2008 y 2011, el cual se deriva directamente del comportamiento de la actividad de la construcción en el mismo periodo. Finalmente para el cierre del año 2012, se importaron 878 millones de dólares en concepto de materiales para la construcción.

Figura 1-11. Evolución Importación de Materiales de Construcción



Fuente: Banco Central del Ecuador (BCE). Multienlace.

Otra de las características importantes del sector de la construcción, es su capacidad para generar empleo, la mano de obra que incorpora el sector es mayoritariamente no calificada. Se ocupa a personal, sobre todo en la etapa constructiva, de manera informal, por la baja escolaridad, irresponsabilidad, etc. volviendo la contratación más difícil, pero hay que hacerlo -como dicen los constructores- por las exigencias legales vigentes.

De acuerdo a la Encuesta Nacional de Empleo, Desempleo y Subempleo (ENEMDU), el sector de fabricación de materiales de construcción (CIIU 2695 y CIIU 2710) no registra desempleo para diciembre de 2011 y 2012. Por otro lado, el mercado laboral de este sector muestra una caída del 16,7% en la tasa de ocupación total[2], debido principalmente a la reducción de subempleo (-23%). Al analizar en términos absolutos el empleo total, éste se ha reducido en 1818 personas, lo que reflejaría un menor dinamismo de este sector para el año 2012.

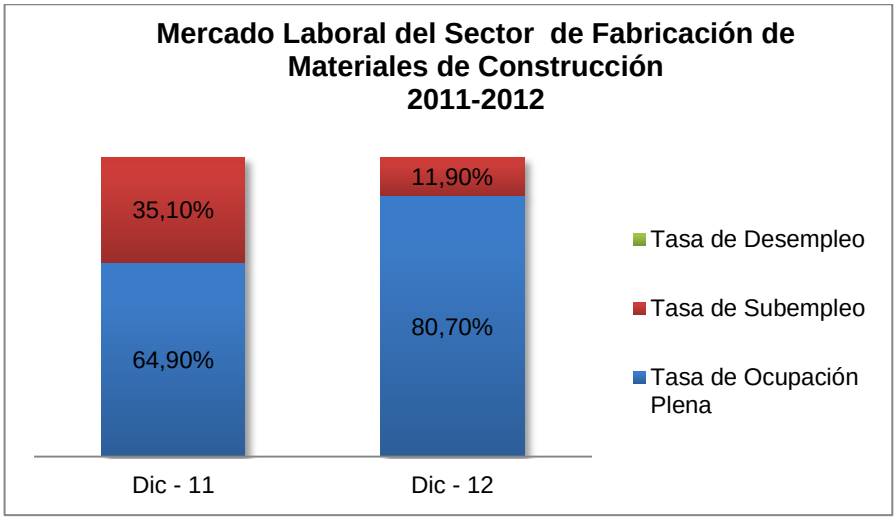
Analizando en mayor detalle a los ocupados, se evidencia que los empleados plenos crecieron en 245 plazas entre diciembre de 2011 y 2012. Durante el mismo periodo de análisis, los subocupados se redujeron en 2736 personas, lo que incidió a que la tasa de subempleo disminuya en 71,8%. En cuanto a la categoría de “ocupados no clasificados”, se incrementaron 673 plazas de trabajo al término del 2012 en comparación con las 0 registradas en diciembre 2011. La Población Económicamente Activa, PEA, de este sector al cierre 2012 asciende a 9060 personas, ver figura 1-12.

Para concluir esta sección, anotemos que el Ecuador, a raíz de la dolarización, vive una relativa estabilidad económica, que contribuyó a que varios sectores, sobre todo el de la

[2] Incluye ocupados plenos, ocupados no clasificados y subocupados.

construcción, sea uno de los sectores más beneficiados, como se evidenció arriba, su tasa de crecimiento a lo largo de la década ha sido sostenible. Acrecientan al sector, la obra pública, sobre todo infraestructura vial y el crecimiento de la vivienda, que se vio fortalecida por los programas del gobierno, así como la facilidad de los recursos monetarios de la banca. Ahora pasemos a mirar el comportamiento que ha tenido este sector a nivel local, concretamente lo sucedido en Azuay y particularmente en Cuenca.

Figura 1-12. Mercado Laboral del Sector de Fabricación de Materiales de Construcción 2011-2012



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC). Multienlace.

1.3. Levantamiento de información sobre la construcción en Cuenca

Es importante anotar que la información relacionada con el sector no está recogida en un sola fuente sino se tiene dispersa, por lo tanto en este trabajo y en este primer capítulo se intenta sistematizarla siguiendo un objetivo claro, tal como evidenciar si la actividad constructiva en el Azuay ha tenido el mismo comportamiento que el resto del país.

1.3.1. Análisis de las tendencias en construcción de nuestro medio

En Cuenca, y en el Austro en general, otro elemento que vino a dinamizar la construcción a partir de los años 2004 sobre todo, fue las remesas de los migrantes, proceso (la migración) que inició en 1995 a raíz del conflicto con el Perú y que se acentúo en los inicios del 2000 por la crisis financiera.

En la economía local y regional, justamente el PIB y la dinámica misma, se alimentan con las remesas, que en gran parte se canalizaron por el sistema financiero, y éste ha visto un

importante nicho de mercado para estos fondos en el sector de la construcción, sobre todo para la ejecución de los proyectos inmobiliarios.

En la ciudad de Cuenca, la construcción, especialmente de vivienda, está creciendo a paso firme. Los factores determinantes de este fenómeno son variados y complejos, pero todos se vinculan a las bondades de la dolarización. La estabilidad económica, potencia el mercado, alarga los plazos y dinamiza la oferta de créditos hipotecarios.

La competencia mejora la calidad de las construcciones y amplía el rango de elección de la demanda. A pesar del crecimiento que viene teniendo el déficit habitacional, es persistente y todo parece deberse, por un lado, a su acumulación de procesos anteriores, y por otro, a los aumentos sostenidos en los precios de los materiales de construcción básicos, que han determinado que el metro cuadrado de construcción tenga un aumento en toda la década.

Según el Banco Central (cifras del 2004), en la provincia del Pichincha se realiza el 28,3% del valor agregado total producido por la industria de la construcción, seguida muy de cerca por Guayas y Azuay (11,7%), las otras 19 provincias (para ese año) dan cuenta del 32,1% restante.

Entre las pocas ramas de la actividad económica que genera efectos multiplicadores en la economía, la construcción demanda mano de obra en abundancia y un significativo número de actividades, desde la minería no metálica, carpintería, electricidad, plomería, transporte hasta servicios de alimentación, componentes electrónicos entre otros.

En 2005 y 2006 Cuenca no es indiferente de lo que acontece en el país, la banca local se vuelve agresiva en el financiamiento del crédito de vivienda, pero que tiene un ritmo casi proporcional al promedio de la industria a ritmos del 8% y 15% de crecimiento trimestral evidenciado por el volumen de créditos que se otorgan en estos años.

En Cuenca y la región austral, la migración esta acentuada y se ha beneficiado de un 30% de las remesas que se contabilizan en el BCE, esta cifra, alrededor de los $ 300 millones, repercutió en la dinámica de varios sectores económicos: el automotriz, el de comercio de electrodomésticos y tecnológicos, y por supuesto la construcción. Si bien en la ciudad, los proyectos de vivienda no tienen la escala de los evidenciados en Quito y Guayaquil, pero su dinámica es creciente a lo largo de estos años, obviamente como lo venimos sosteniendo en este trabajo, gracias a las virtudes de la dolarización, la construcción en Cuenca involucra a tres actores importantes como son el Municipio, los constructores y la banca.

En Cuenca aun la normativa no es tan expedita como en Quito y Guayaquil u otras provincias, sobre todo en lo que tiene que ver con el régimen de propiedad horizontal, en nuestra ciudad las ordenanzas no establece permisos para construir edificaciones elevadas,

existen zonas definidas para aquello, pero constituyen zonas con bajo interés económico para los promotores.

Otra particularidad en nuestra ciudad, es el hecho de que los espacios disponibles para proyectos de varias unidades se han reducido, desplazándose hacia las llamadas ciudades satélites, es decir aquellos lugares en donde la autoridad municipal ha ido planificando debe ir el crecimiento de la urbe, se destacan zonas como Challuabamba, El Valle, San Joaquín, entre los más importantes. Los proyectos de urbanización y las ejecuciones de obras de infraestructura que conllevan, tendrán en cuenta el conjunto de determinaciones, condiciones para la construcción y tramitación de los proyectos.

Efectivamente y como se observa en la Tabla 1-2 en el año 2001 a nivel nacional se otorgaron 22 mil permisos y en el Azuay 2 mil permisos. Esto significa a nivel nacional un incremento del 9% respecto del 2000 y en el Azuay no existió incremento. Los permisos que se otorgan básicamente son para fines residenciales y corresponden a nuevas construcciones.

Dentro de los permisos de uso residencial, el 74% se proyectó como residencia para una familia, o sea 16 256 viviendas. El 89% serian nuevas construcciones, el 21,8% de las viviendas tendría siete cuartos y más del 36,1% serian de tres dormitorios.

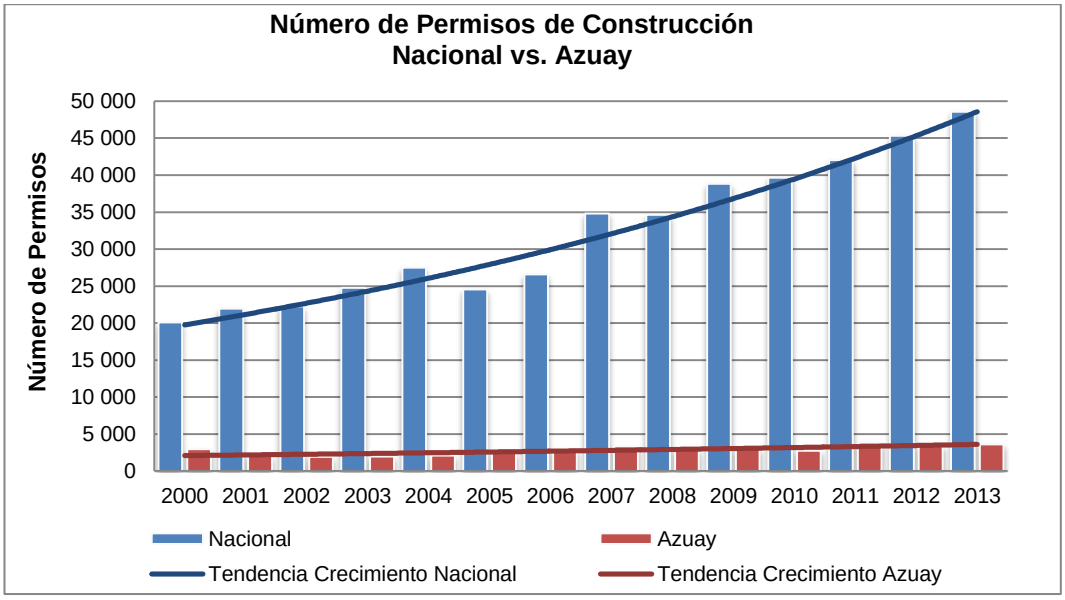
Tabla 1-2. Resumen de número de Permisos de Construcción

	NÚMERO DE PERMISOS DE CONSTRUCCIÓN		SUPERFICIE TOTAL DE M2 A CONSTRUIRSE	
Año	Nacional	Azuay	Nacional	Azuay
2000	20 112	2 973	3 793 394	621 008
2001	21 968	2 053	3 871 546	501 088
2002	22 267	1 917	4 217 807	542 300
2003	24 762	1 979	4 795 871	547 665
2004	27 503	2 107	5 600 919	657 483
2005	24 556	2 554	5 656 917	662 979
2006	26 584	2 921	6 183 106	732 528
2007	34 787	3 288	9 184 884	1 710 974
2008	34 653	2 909	6 662 557	885 428
2009	38 835	2 999	9 099 030	1 225 059
2010	39 657	2 758	10 264 892	1 064 437
2011	42 042	3 845	10 031 992	840 016
2012	45 330	3 459	11 767 729	1 258 556
2013	48 577	3 607	12 981 360	1 355 293

*Previsiones de datos, mediante el método de la tasa de crecimiento.
Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Veamos esta información gráficamente (figura 1-13) y es válida la afirmación anterior respecto de que a medida que avanza el tiempo, los permisos de construcción han sido crecientes.

Figura 1-13. Número de Permisos de Construcción (Nacional vs. Azuay)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

En el Grafico 1-13, se puede anticipar que la tendencia del sector es creciente a nivel nacional a partir del año 2000, en Azuay el comportamiento de los permisos entregados también muestra una tendencia positiva de sostenido crecimiento, se destaca que luego del estallido de la crisis financiera en los EEUU la construcción en esta región del país se recupera, pues en 2011 por ejemplo, el número de permisos otorgados creció en un 39%, el factor explicativo sigue siendo la dinámica del crédito.

En la Tabla 1-3, en el año 2001 se han concedido 21.968 permisos de construcción por parte de los municipios del país, en tanto que en el Azuay representó el 10% del total nacional. Y con respecto al año 2000 hubo un incremento del 9,2% a nivel nacional; en tanto que en Cuenca, hubo una disminución. Los años 2012 y 2013 han sido proyectados según la tasa de crecimiento que se asemeja a la proyección realizada mediante una regresión.

A continuación presentamos la tabla 1-3 de la composición de los permisos de construcción en la ciudad de Cuenca, destacándose que en el año 2009 se extendieron 2418 permisos que se correspondieron con 752 mil metros cuadrados.

Tabla 1-3. Permisos de Construcción en Cuenca 2009

PERMISOS DE CONSTRUCCIÓN 2009										
									ACUMULADO	
	Urba-no	Área m2	Rús-tico	Área M2	Centro Histórico	Área m2	Total No	Total m2	**No.**	**Área**
ENERO	147	44 688	40	11 519	0	0	187	56 207	187	56 207
FEBRERO	138	35 736	23	5 481	0	0	161	41 217	348	97 424
MARZO	192	74 033	33	9 240	0	0	225	83 272	573	180 696
ABRIL	185	53 562	27	5 572	0	0	212	59 134	785	239 830
MAYO	133	47 341	34	7 431	0	0	167	54 772	952	294 602
JUNIO	158	54 118	40	11 419	0	0	198	65 537	1 150	360 139
JULIO	167	60 444	47	9 448	0	0	214	69 892	1 364	430 031
AGOSTO	126	47 205	32	6 081	0	0	158	53 286	1 522	483 317
SEPTIEMBRE	164	61 864	51	12 113	0	0	215	73 976	1 737	557 293
OCTUBRE	335	58 468	38	7 204	0	0	373	65 672	2 110	622 965
NOVIEMBRE	132	41 197	24	6 989	0	0	156	48 186	2 266	671 151
DICIEMBRE	110	61 310	42	20 301	0	0	152	81 611	2 418	752 762
TOTAL ANUAL	1 987	639 966	431	112 798	0	0	2 418	752 762		

Fuente: Cámara de la Construcción de Cuenca. Dirección de Control Municipal de Cuenca.

Para el año 2010, también se ha podido levantar el número de permisos de construcción otorgados así como las superficies resultando que se han acumulado 2031 permisos que corresponden a 921 mil metros cuadrados, un 16% de permisos menos que en 2009.

Tabla 1-4. Permisos de Construcción en Cuenca 2010

PERMISOS DE CONSTRUCCION 2010										
									ACUMULADO	
	Urba-no	Área m2	Rús-tico	Área M2	Centro Histórico	Área m2	Total No	Total m2	**No.**	**Área**
ENERO	137	42 441	48	14 527	0	0	185	56 967	185	56 967
FEBRERO	106	47 856	30	8 352	0	0	136	56 208	321	113 175
MARZO	182	111 861	55	13 599	0	0	237	125 460	558	238 635
ABRIL	117	98 755	28	9 706	0	0	145	108 460	703	347 095
MAYO	113	103 049	23	4 072	0	0	136	107 121	839	454 216
JUNIO	108	58 142	38	9 131	0	0	146	67 273	985	521 489
JULIO	156	52 194	42	10 160	0	0	198	62 354	1 183	583 843
AGOSTO	125	39 437	25	5 582	0	0	150	45 019	1 333	628 862
SEPTIEMBRE	129	45 783	45	51 030	0	0	174	96 813	1 507	725 675
OCTUBRE	111	34 525	57	14 863	0	0	168	49 388	1 675	775 063
NOVIEMBRE	142	47 007	35	8 810	0	0	177	55 817	1 852	830 880
DICIEMBRE	149	82 058	30	9 001	0	0	179	91 060	2 031	921 940
TOTAL ANUAL	1 575	763 108	456	158 833	0	0	2 031	921 940		

Fuente: Cámara de la Construcción de Cuenca. Dirección de Control Municipal de Cuenca.

Para el año 2011 se otorgaron 2.170 permisos de construcción equivalente a más de un millón de 248 mil metros cuadrados un 7% más que en 2010.

Tabla 1-5. Permisos de Construcción en Cuenca 2011

PERMISOS DE CONSTRUCCION 2011										
									ACUMULADO	
	Urba-no	Área m2	Rús-tico	Área M2	Centro Histórico	Área m2	Total No	Total m2	**No.**	**Área**
ENERO	106	33 193	31	7 636	0	0	137	40 829	137	40 829
FEBRERO	136	193 288	27	7 796	0	0	163	201 084	300	241 913
MARZO	147	55 628	29	6 792	0	0	176	62 420	476	304 333
ABRIL	130	222 281	44	8 600	0	0	174	230 881	650	535 214
MAYO	150	53 756	34	6 900	0	0	184	60 656	834	595 870
JUNIO	164	46 531	48	8 660	0	0	212	55 191	1 046	651 061
JULIO	142	64 797	39	10 730	0	0	181	75 527	1 227	726 588
AGOSTO	138	46 565	56	15 388	0	0	194	61 953	1 421	788 541
SEPTIEMBRE	164	155 140	38	9 004	0	0	202	164 144	1 623	952 685
OCTUBRE	162	55 763	42	10 596	0	0	204	66 359	1 827	1 019 044
NOVIEMBRE	135	55 333	48	10 510	0	0	183	65 843	2 010	1 084 887
DICIEMBRE	128	155 264	32	7 916	0	0	160	163 180	2 170	1 248 067
TOTAL ANUAL	1 702	1 137 539	468	110 528	0	0	2 170	1 248 067		

Fuente: Cámara de la Construcción de Cuenca. Dirección de Control Municipal de Cuenca.

Para el año 2012 existe una caída (5%) tanto en el número de permisos como en los metros de construcción. No obstante los permisos de construcción tanto nacional como del Azuay muestran una tendencia creciente.

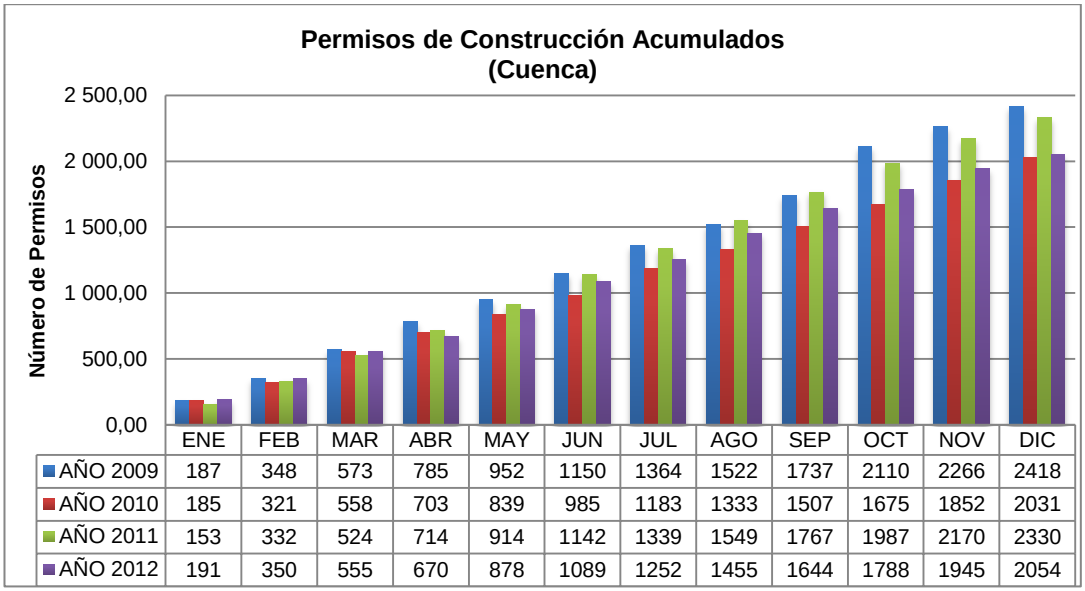
Tabla 1-6. Permisos de Construcción en Cuenca 2012

PERMISOS DE CONSTRUCCION 2012										
									ACUMULADO	
	Urba-no	Área m2	Rús-tico	Área M2	Centro Histórico	Área m2	Total No	Total m2	**No.**	**Área**
ENERO	147	61 082	44	9 604	0	0	191	70 686	191	70 686
FEBRERO	119	67 630	40	8 563	0	0	159	76 193	350	146 879
MARZO	162	76 335	43	17 665	0	0	205	93 999	555	240 878
ABRIL	84	53 682	31	7 244	0	0	115	60 927	670	301 805
MAYO	167	147 988	41	9 605	0	0	208	157 593	878	459 398
JUNIO	171	87 853	40	11 432	0	0	211	99 286	1 089	558 684
JULIO	116	64 622	47	10 521	0	0	163	75 143	1 252	633 827
AGOSTO	154	72 132	49	16 969	0	0	203	89 101	1 455	722 928
SEPTIEMBRE	145	111 403	44	10 689	0	0	189	122 091	1 644	845 019
OCTUBRE	116	148 007	28	10 236	0	0	144	158 243	1 788	1 003 262
NOVIEMBRE	121	72 993	36	12 846	0	0	157	85 839	1 945	1 089 101
DICIEMBRE	80	37 803	29	6 332	0	0	109	44 135	2 054	1 133 236
TOTAL ANUAL	1 582	1 001 530	472	131 706	0	0	2 054	1 133 236		

Fuente: Cámara de la Construcción de Cuenca. Dirección de Control Municipal de Cuenca.

La figura 1-14 resume los últimos cuatro años (2009-2012) de información existente y se puede concluir que los permisos en Cuenca vienen creciendo a un ritmo superior al 10% anual, y siguen una tendencia creciente.

Figura 1-14. Permisos de Construcción Acumulados - Cuenca

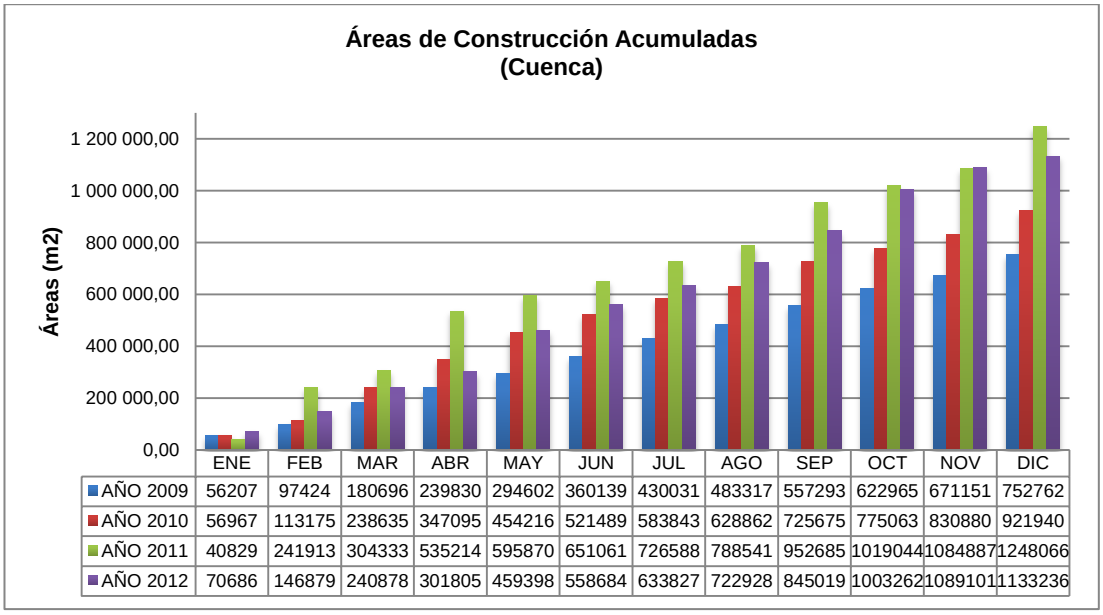


	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
AÑO 2009	187	348	573	785	952	1150	1364	1522	1737	2110	2266	2418
AÑO 2010	185	321	558	703	839	985	1183	1333	1507	1675	1852	2031
AÑO 2011	153	332	524	714	914	1142	1339	1549	1767	1987	2170	2330
AÑO 2012	191	350	555	670	878	1089	1252	1455	1644	1788	1945	2054

Fuente: Cámara de la Construcción de Cuenca. Dirección de Control Municipal de Cuenca.

Igualmente a continuación se puede visualizar las superficies construidas siendo destacable el año 2011 que en todo los meses la construcción en metros cuadrados ha sido más elevada respecto de años anteriores e incluso respecto del 2012.

Figura 1-15. Áreas de Construcción Acumuladas - Cuenca

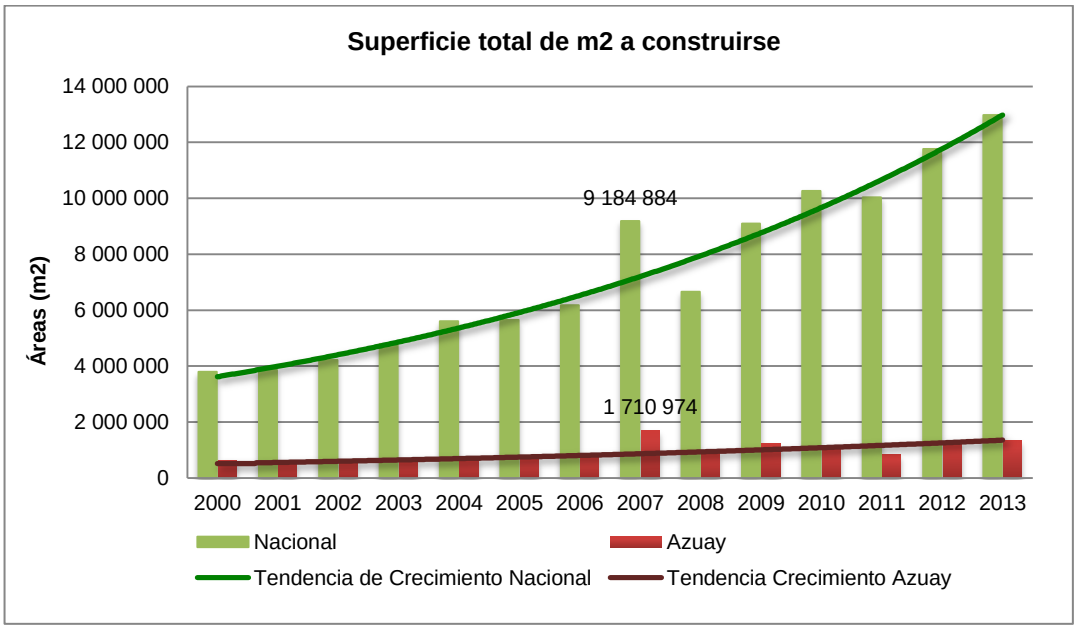


	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
AÑO 2009	56207	97424	180696	239830	294602	360139	430031	483317	557293	622965	671151	752762
AÑO 2010	56967	113175	238635	347095	454216	521489	583843	628862	725675	775063	830880	921940
AÑO 2011	40829	241913	304333	535214	595870	651061	726588	788541	952685	1019044	1084887	1248066
AÑO 2012	70686	146879	240878	301805	459398	558684	633827	722928	845019	1003262	1089101	1133236

Fuente: Cámara de la Construcción de Cuenca. Dirección de Control Municipal de Cuenca.

Es importante acompañar a la figura 1-14, del resumen de los permisos de construcción otorgados, los metros cuadrados de construcción que se autorizan con aquellos, y de manera gráfica intentamos evidenciar que a lo largo de la década a nivel nacional se construyeron en 2001 3,8 millones de metros cuadrados, en tanto que en Azuay se construyeron 621 mil metros cuadrados. Y para fines de la década, es decir en 2010 a nivel país se construyeron 10,9 millones de m2 es decir se triplicaron y en Cuenca 1,3 millones de metros.

Figura 1-16. Superficie total de m2 a construirse



Fuente: Cámara de la Construcción de Cuenca. Dirección de Control Municipal de Cuenca.

En las siguientes páginas se presenta información de los permisos según el tipo de construcción, así podemos decir que a nivel del Azuay a inicios de la década de los 2973 permisos otorgados, 2737 correspondieron a nuevas construcciones y 204 ampliaciones y 32 reconstrucciones en tanto que para finales de la década, en 2010 se extendieron 2758 permisos correspondiendo 2567 nuevas construcciones es decir hubo una ligera disminución (un 8% menos), pero no evidenciamos ninguna causa exógena sino más bien la propia dinámica de la actividad a lo largo del año.

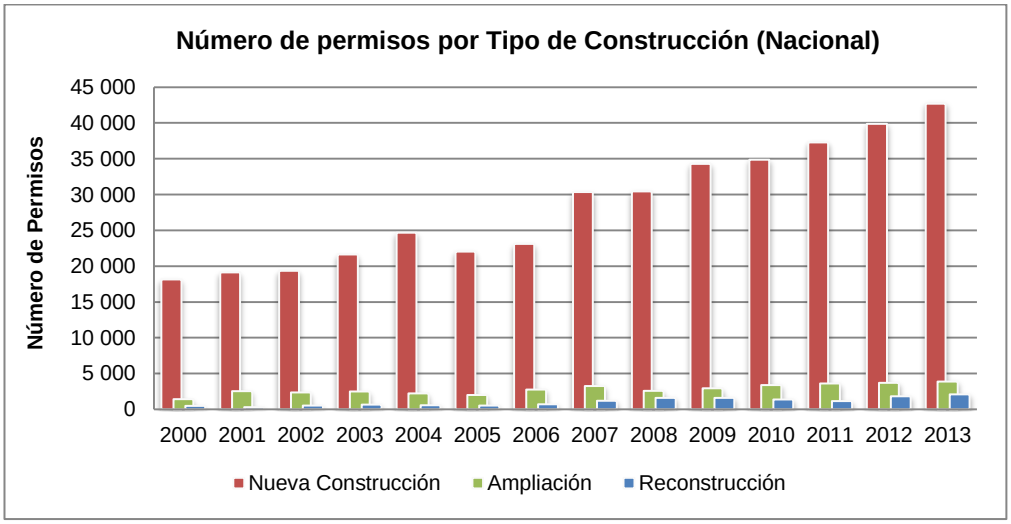
Al hablar de tipo de construcción, el Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC), lo clasifica en tres grupos nueva construcción, reconstrucción y ampliación, considerando a la ampliación ya sea en propiedad horizontal o vertical. A lo largo de la década se puede identificar que las nuevas construcciones son el tipo de construcción que más predomina tanto a nivel nacional como en la ciudad de Cuenca y conforme la información levantada, prácticamente el 90% de los permisos corresponden a nuevas construcciones y el 10% restante a ampliaciones y reconstrucciones.

Tabla 1-7. Número de permisos por Tipo de Construcción

	NÚMERO DE PERMISOS POR TIPO DE CONSTRUCCIÓN					
	NACIONAL			AZUAY		
Año	Nueva Construcción	Ampliación	Reconstrucción	Nueva Construcción	Ampliación	Reconstrucción
2000	18 167	1 442	503	2 737	204	32
2001	19 125	2 529	314	1 855	170	28
2002	19 349	2 365	553	1 747	144	26
2003	21 622	2 480	660	1 775	163	41
2004	24 679	2 228	596	1 922	148	37
2005	22 035	1 989	532	2 330	179	45
2006	23 098	2 786	700	2 686	222	13
2007	30 342	3 261	1 184	2 853	402	33
2008	30 431	2 611	1 611	2 669	200	40
2009	34 281	2 930	1 624	2 746	222	31
2010	34 858	3 406	1 393	2 567	160	31
2011	37 278	3 613	1 151	3 659	178	8
2012	39 869	3 691	1 837	3 204	216	20
2013*	42 710	3 904	2 089	3 349	220	19

*Previsiones de datos, mediante el método de la tasa de crecimiento.
Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

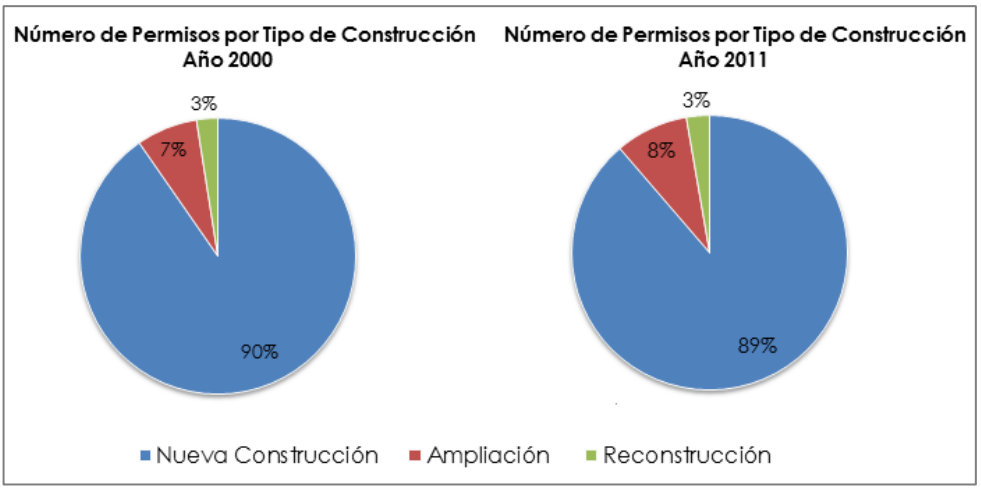
Figura 1-17. Número de Permisos por Tipo de Construcción (Nacional)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Gráficamente se puede visualizar comparativamente la composición de los tipos de construcción entre el 2000 y el 2011:

Figura 1-18. Cuadro comparativo de los permisos por Tipo de Construcción 2000 - 2011 (Nacional)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

De las figuras 1-17 y 1-18 podemos apreciar claramente que el sector de la construcción se inclina hacia la nueva construcción, a lo largo de la década prácticamente se ha mantenido esta inclinación, fruto de los referentes económicos que se han estado mencionado anteriormente.

Otra modalidad que emplea el INEC para cuantificar al sector de la construcción es clasificar por propósito de la construcción, agrupando en tres grandes grupos que son uso residencial, no residencial y mixta, asimismo se anota que el uso residencial se subclasifica en: *viviendas para una familia, dos familias y tres o más familias*; dentro de no residencial, tenemos un grupo más amplio destinado a todo lo que no implica vivienda familiar, comercial, industrial, edificio administrativo, educación, cultura, recreación deporte, hospitales clínicas, establecimientos de salud, transporte y comunicaciones, iglesias - templos – afines y otras, y finalmente las de tipo mixta, que como su nombre lo indica, son edificaciones con uso compartido, residencial y no residencial.

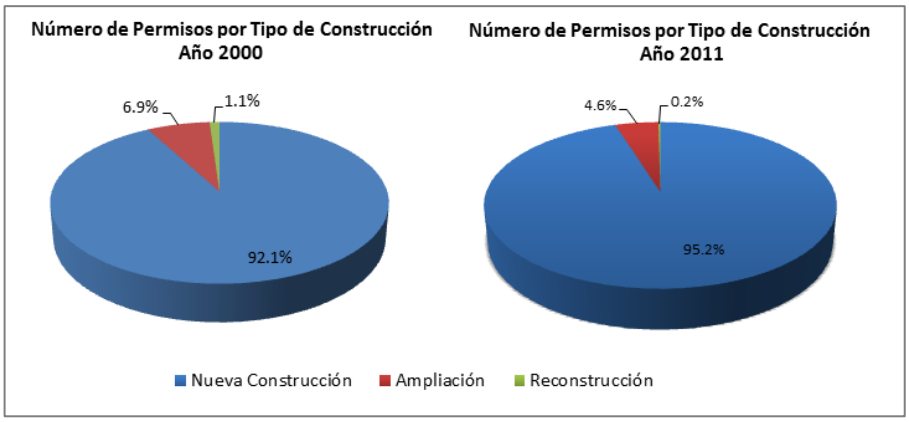
A nivel nacional en 2011 la composición dentro de las nuevas construcciones (que son 37278 unidades), las de uso residencial son más de 90% (34202).

Tabla 1-8. Nro. de Permisos por Tipo y por Propósito de Construcción (Nacional)

Tipo de Construcción	Nro. de Permisos
Nueva Construcción	37 278
Mixta	1 226
No Residencial	1 850
Residencial	34 202
Ampliación	3 613
Reconstrucción	1 151

Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Figura 1-19. Cuadro comparativo de los permisos por Tipo de Construcción 2000 - 2011 (Azuay)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

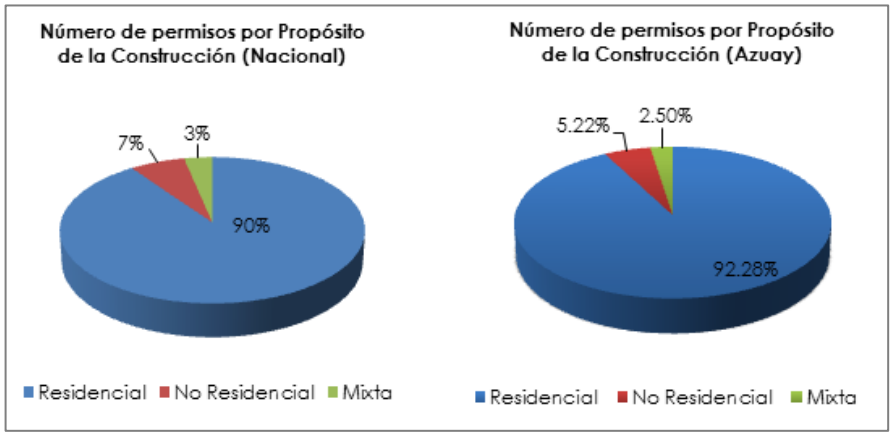
Tabla 1-9. Nro. de Permisos por Tipo y por Propósito de Construcción (Azuay)

Tipo de Construcción	Nro. de Permisos
Nueva Construcción	3 659
Mixta	45
No Residencial	115
Residencial	3 499
Ampliación	178
Reconstrucción	8

Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

En Azuay en 2011 la composición dentro de las nuevas construcciones (que son 3659 unidades), las de uso residencial son más de 90% (3499), ver tabla 1-9.

Figura 1-20. Número de permisos por Propósito de la Construcción (Nacional) (Azuay)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Tabla 1-10. Número de permisos por Propósito de la Construcción

	NÚMERO DE PERMISOS POR PROPÓSITO DE LA CONSTRUCCIÓN					
	NACIONAL			AZUAY		
Año	Residencial	No Residencial	Mixta	Residencial	No Residencial	Mixta
2000	17 364	1 704	1 044	2 779	98	96
2001	18 986	1 896	1 086	1 857	121	75
2002	19 829	1 696	742	1 705	150	62
2003	22 497	1 548	717	1 758	146	75
2004	24 367	2 545	591	1 880	163	64
2005	22 167	1 588	801	2 320	157	77
2006	23 892	1 957	735	2 699	174	48
2007	31 801	2 044	942	3 044	163	81
2008	31 634	2 088	931	2 634	190	85
2009	35 057	2 483	1 295	2 781	142	76
2010	35 145	2 462	2 050	2 572	110	76
2011	38 517	2 264	1 261	3 668	131	46
2012	41 602	2 458	1 330	3 240	154	62
2013	44 752	2 538	1 398	3 391	156	61

Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

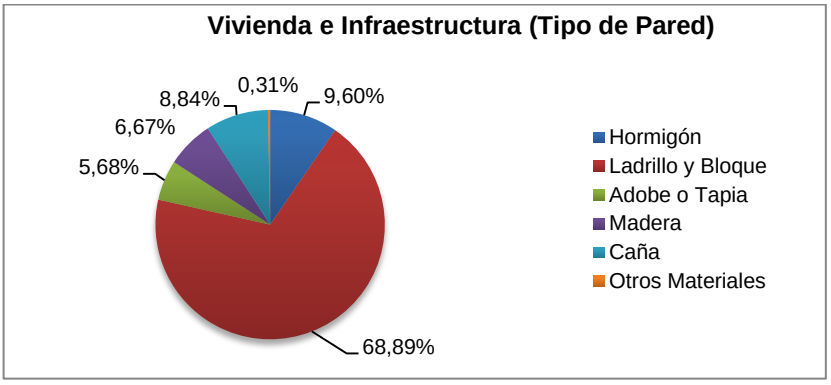
En resumen de esta sección podemos afirmar que el propósito predominante de construcción en Azuay, a lo largo del periodo de estudio, es la construcción residencial, en la que se incluye las viviendas y las edificaciones de apartamentos. Tal como se muestra en la gráfica anterior, más del 90% de los permisos constructivos, en promedio, corresponden a este propósito.

1.3.2.Materiales estructurales predominantes en la construcción

Es importante también caracterizar el sector de la construcción en Cuenca, analizando el tipo de materiales de construcción utilizados. Efectivamente, como lo vengo sosteniendo a lo largo de este capítulo, el crecimiento del sector de la construcción, constituye un importante sector dinamizador de la economía, por su contribución a la generación de empleo y al dinamismo de ramas de la actividad económica integradas al sector, como son los comerciantes de materiales de construcción, tanto en la línea de ferretería o los acabados de construcción, como en la de los materiales en proceso, me refiero particularmente a los negocios que vende materiales como la arena, la grava, el ladrillo, el ripio, los encofrados, etc.

De acuerdo con las cifras del INEC, tomados del último censo, más del 60% de las viviendas en el país conserva como materiales típicos el ladrillo y el bloque, y en menores porcentajes a nivel nacional se conserva el adobe, madera, caña, etc.

Figura 1-21. Vivienda e Infraestructura - Tipo de Pared



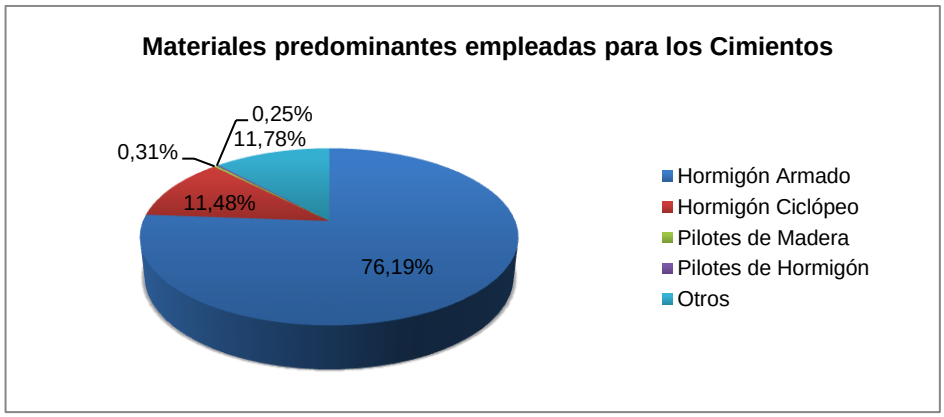
Fuente: Censo de Población y Vivienda (CPV-2010) - INEC.

Tabla 1-11. Materiales predominantes en los Cimientos y la Estructura (Nacional)

	NACIONAL								
	NRO. DE PERMISOS POR TIPO DE MATERIAL PREDOMINANTE EN LOS CIMIENTOS					NRO. DE PERMISOS POR TIPO DE MATERIAL PREDOMINANTE EN LA ESTRUCTURA			
Año	Hormigón Armado	Hormigón Ciclópeo	Pilotes de Madera	Pilotes de Hormigón	Otros	Hormigón Armado	Metálica	Madera	Otros
2000	12 671	5 327	104	154	1 856	18 847	556	171	538
2001	15 400	3 903	94	71	2 500	20 968	481	136	383
2002	14 490	4 188	96	88	2 520	21 799	487	143	587
2003	15 829	4 131	96	84	2 736	23 286	540	142	665
2004	17 292	4 142	96	85	2 971	24 875	599	142	754
2005	18 890	4 140	96	85	3 226	26 572	664	142	855
2006	19 928	3 057	229	76	3 294	24 861	706	181	836
2007	25 964	4 341	145	68	4 269	32 399	787	213	1 388
2008	27 181	3 162	141	59	4 110	31 646	1 161	180	1 666
2009	30 784	3 396	63	35	4 557	34 950	1 910	82	1 893
2010	31 479	3 235	34	104	4 805	36 762	1 224	91	1 580
2011	34 214	3 030	66	89	4 643	39 424	1 353	86	1 179
2012	38 206	2 956	71	61	5 634	41 788	1 647	103	2 077
2013	41 932	2 846	68	58	6 112	44 617	1 845	99	2 356

*Previsiones de datos mediante el método de la tasa de crecimiento.
Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

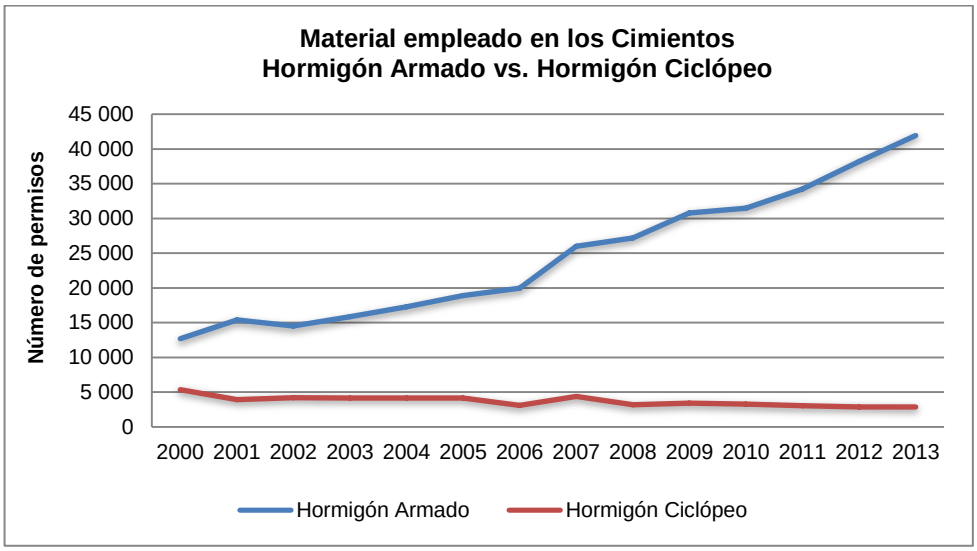
Figura 1-22. Materiales predominantes empleados para los Cimientos (Nacional)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Cuando analizamos una edificación desde los cimientos a la estructura, podemos afirmar que el material predominante a lo largo del periodo analizado, es el hormigón armado, y esto se valida muy fácilmente cuando se recorren obras públicas y privadas emplazadas a lo largo de la ciudad.

Figura 1-23. Material empleado en los cimientos H. Armado vs. H. Ciclópeo



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

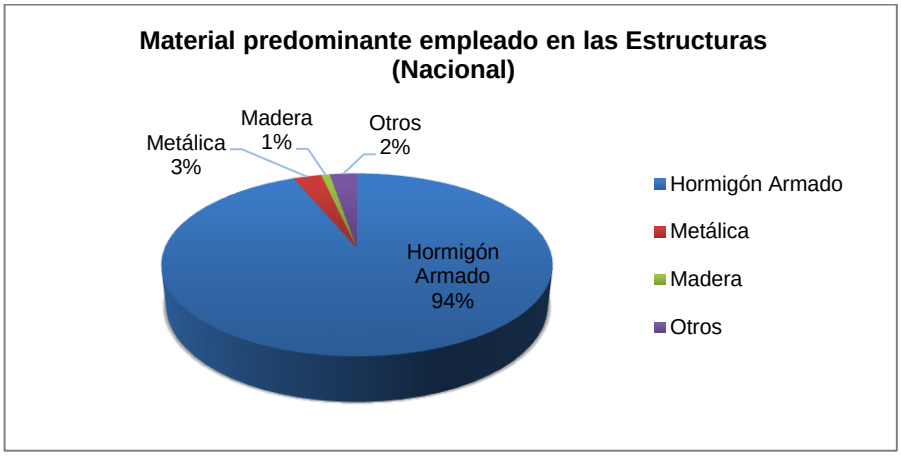
A pesar de lo apreciado en la figura 1-23, no podemos dejar de lado que el siguiente material más empleado, aunque no en las mismas proporciones que el hormigón armado, en cuanto a la cimentación es el hormigón ciclópeo; no podemos descartar su uso o afirmar literalmente que va a la baja, según lo apreciado en la Figura 1-23; ya que la decisión para emplear un material en los cimientos, depende de muchos factores, de entre los que destacan, condiciones de suelo y primordialmente costos.

Los arquitectos e ingenieros (al igual que los propietarios) tienen una fuerte inclinación por el hormigón, puesto que el uso del acero como material principal para la construcción aún en nuestro país no ha sido difundido lo suficiente y tampoco se le ha dado a conocer con la misma certeza que el hormigón las bondades que el posee al momento de usarlo para construir.

Anteriormente, en la década de los 80, si bien la cimentación aún mantenía la mezcla del cemento, cal, arena, hierro; la estructura en los pisos altos, eran vigas de madera, sobre el cual se colocaba los pisos de madera (las llamadas duelas). Actualmente ha dejado de construirse con estos materiales, tanto por el tema de la madera (recurso natural de sumo cuidado) como las opciones constructivas que brinda las nuevas tecnologías constructivas.

Justamente el Grafico1-24 evidencia lo que acabamos de comentar, en cuanto al material dominante en la estructura, el 94% de totalidad de permisos otorgados a lo largo de la década es el hormigón armado.

Figura 1-24. Material predominante empleado en las Estructuras (Nacional)



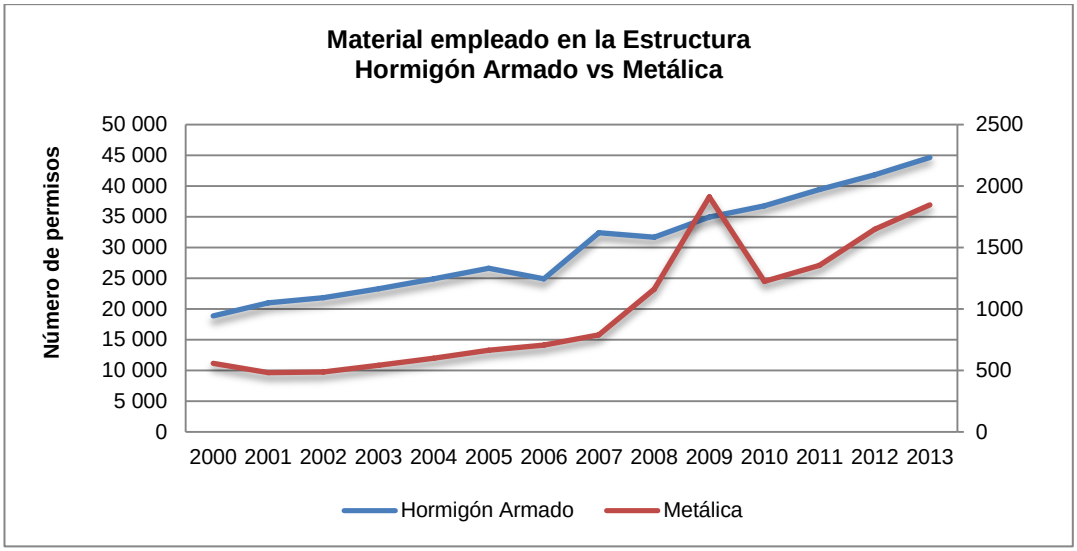
Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Sin embargo no es menos cierto que en la actualidad, en la construcción de la estructura, es decir todo lo que se levante sobre la cimentación, tiende a construirse con el metal (acero, hierro, etc.). En Cuenca desde aproximadamente 10 años, las estructuras metálicas son alternativas de construcción en buena parte de las edificaciones con fines comerciales, es decir cuando se construyen edificaciones para oficinas, locales, etc. se inclina la estructura metálica, no así el caso de edificaciones de vivienda en las que todavía la construcción en hormigón armado es predominante; sin dejar la consideración que en los últimos días se han venido desarrollando proyectos en los que comparten participación el hormigón armado y el acero, o son desarrollados únicamente de acero.

Haciendo un gráfico comparativo entre la tendencia en permisos de construcción empleando hormigón armado y acero para estructura (figura 1-25), vemos que las estructuras metálicas tienen una tendencia de crecimiento muy pronunciada al igual que las de hormigón armado y se les puede pronosticar una importante participación en el sector de la edificación.

En Cuenca, ingenieros y arquitectos consultados confirman que hace 10 años, las edificaciones con estructura metálica apenas representaban menos del 20%, actualmente las estructuras metálicas han aumentado en hasta un 70% o más, principalmente debido al avance tecnológico desarrollado y al incremento en la participación del sector de la construcción en el sistema financiero del país.

Figura 1-25. Material empleado en la estructura Hormigón armado vs. Metálica (Nacional)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Ahora analizaremos la situación vivida en el Azuay, que básicamente está dominada por Cuenca. Nos enfocamos nuevamente en los aspectos que hemos venido desarrollando, cimentación y estructura. En la tabla 1-12, se tiene un resumen del número de permisos de construcción separados por tipo de material predominante en los cimientos y tipo de material predominante en la estructura a lo largo de la última década.

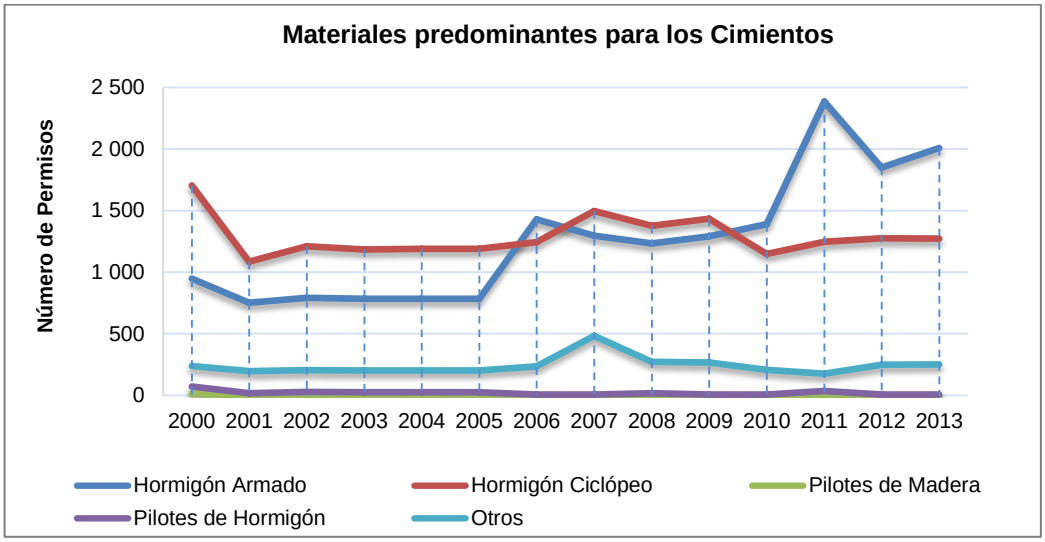
Tabla 1-12. Materiales predominantes en los Cimientos y la Estructura (Azuay)

	AZUAY								
	NRO. DE PERMISOS POR TIPO DE MATERIAL PREDOMINANTE EN LOS CIMIENTOS					NRO. DE PERMISOS POR TIPO DE MATERIAL PREDOMINANTE EN LA ESTRUCTURA			
Año	Hormigón Armado	Hormigón Ciclópeo	Pilotes Madera	Pilotes de Hormigón	Otros	Hormigón Armado	Metálica	Madera	Otros
2000	947	1 703	12	72	239	2 794	102	43	34
2001	752	1 086	2	17	196	1 889	126	10	28
2002	791	1 209	4	28	205	2 070	121	17	29
2003	783	1 185	4	26	203	2 034	122	15	29
2004	785	1 190	4	26	203	2 041	122	16	29
2005	784	1 189	4	26	203	2 040	122	15	29
2006	1 430	1 245	1	10	235	2 726	177	3	15
2007	1 297	1 495	6	7	483	3 085	140	24	39
2008	1 233	1 377	7	19	273	2 673	162	14	60
2009	1 291	1 433	1	8	266	2 818	135	2	44
2010	1 389	1 149	3	9	208	2 550	169	8	31
2011	2 384	1 247	2	36	176	3 511	323	3	8
2012	1 850	1 275	2	10	250	3 124	219	4	23
2013	2 008	1 274	2	9	252	3 238	234	3	23

*Previsiones de datos, mediante el método de la tasa de crecimiento.
Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Es notorio que los grandes proyectos inmobiliarios (edificios, condominios, urbanizaciones, etc.) que se construyen en Cuenca a partir del año 2006-2007, es decir con el crecimiento del sector de la construcción y la dinámica de la Banca, Mutualistas y del BIESS en la colocación de los recursos para este sector, se evidencia la dualidad constructiva del hormigón y el metal. A continuación se puede representar gráficamente la tendencia de los principales materiales de construcción empleados.

Figura 1-26. Tendencia predominante en el uso de Materiales para los Cimientos.

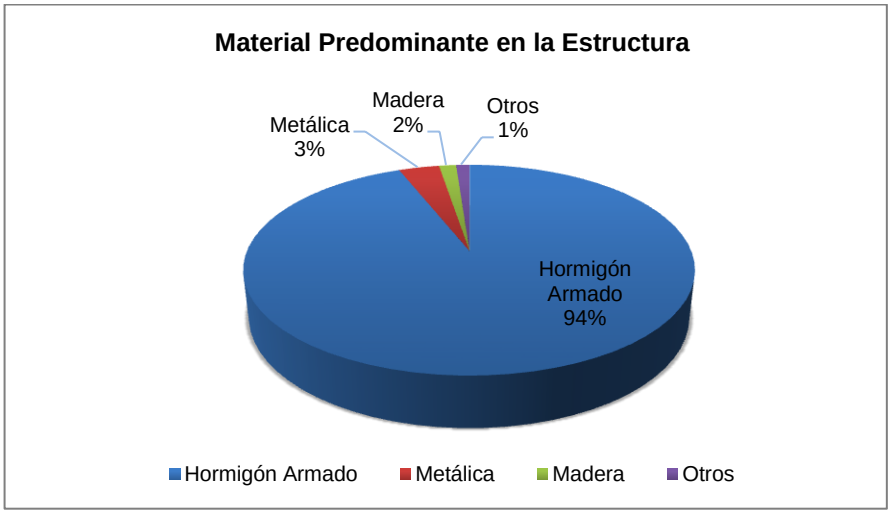


Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

De la figura 1-26, podemos apreciar que los dos materiales empleados para la cimentación son hormigón armado y hormigón ciclópeo que en el Azuay se aprecia siguen una tendencia similar y se han sido empleados casi en la misma cantidad, sin embargo es evidente que el hormigón armado tiene una tendencia de crecimiento, mientras que otros se mantienen estáticos.

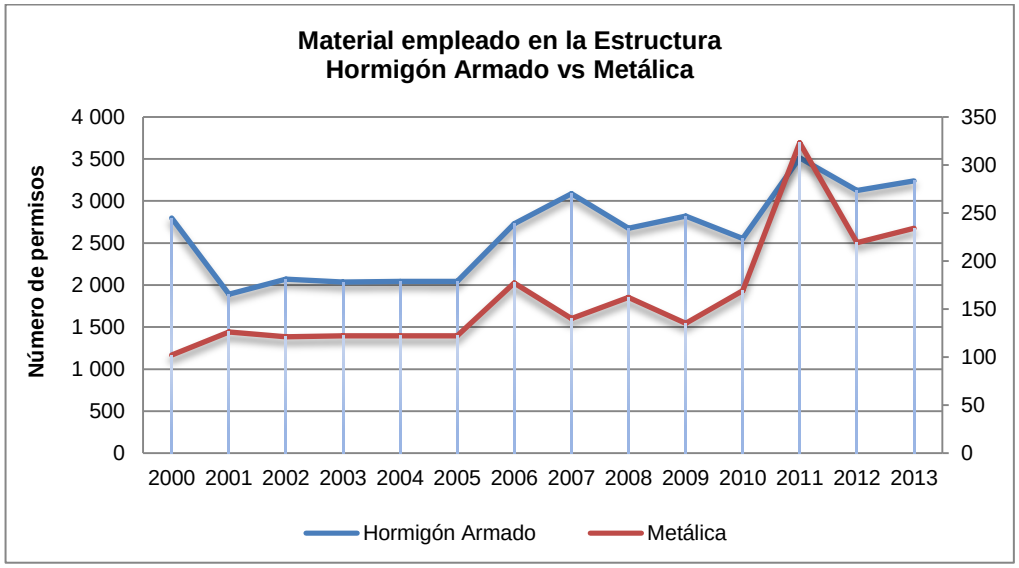
Con la misma modalidad que hemos mantenido, ahora analizaremos los materiales predominantes en la estructura de las edificaciones. De primer vistazo a los datos de la tabla 1-12, se pronosticaba los materiales usados con más frecuencia hormigón y estructura metálica, si revisamos el figura 1-27, vemos la tendencia creciente tanto del hormigón armado y la estructura metálica; y se espera que en unos años la estructura metálica sea la que domine no solo en nuestra provincia, si no a lo largo del país por sus múltiples beneficios para la construcción en tiempo y costos.

Figura 1-27. Material predominante empleado en las Estructuras (Azuay)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Figura 1-28. Material empleado en la estructura Hormigón Armado vs. Metálica (Azuay)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

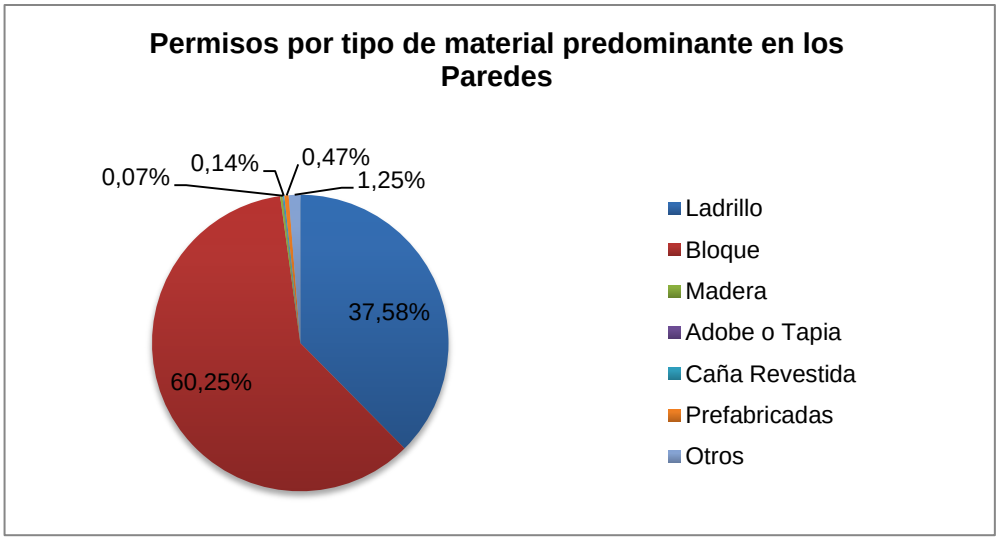
A continuación presento la tabla 1-13 que contiene el registro de los materiales usados en los permisos de construcción aprobados a nivel nacional a partir del 2000, destacando que el material predominante usado en las paredes es el bloque, en segundo lugar se destaca el ladrillo y luego una variedad de otros materiales.

Tabla 1-13. Materiales predominantes en las Paredes y la Cubierta (Nacional)

	NACIONAL											
	NRO. DE PERMISOS POR TIPO DE MATERIAL PREDOMINANTE EN LOS PAREDES							NRO. DE PERMISOS POR TIPO DE MATERIAL PREDOMINANTE EN LA CUBIERTA O TECHO				
Año	Ladrillo	Bloque	Madera	Adobe o Tapia	Caña Revestida	Prefabricadas	Otros	Hormigón Armado	Eternit-Ardex-Asbest	Teja	Zinc	Otros
2000	11 278	8 520	73	56	28	152	5	9 091	7 628	1 813	1 564	16
2001	10 975	10 642	80	19	5	222	25	10 770	7 312	1 502	2 377	7
2002	7 973	7 973	79	26	10	208	21	9 775	7 375	1 564	2 214	9
2003	8 862	8 862	79	25	9	211	22	10 601	7 363	1 552	2 247	8
2004	9 850	9 850	79	25	9	210	22	11 496	7 365	1 554	2 240	9
2005	10 949	10 949	79	25	9	210	22	12 467	7 365	1 554	2 242	8
2006	9 165	16 790	112	16	187	220	94	14 258	7 954	1 598	2 753	21
2007	13 905	20 199	96	12	135	99	341	15 583	10 430	3 584	4 619	571
2008	13 886	20 292	57	16	94	67	241	14 301	9 126	2 176	7 896	1 154
2009	12 910	25 215	54	10	47	119	480	21 183	8 205	2 773	5 349	1 325
2010	11 941	26 872	49	16	5	163	611	21 703	10 000	2 762	3 828	1 364
2011	13 943	26 762	80	21	13	36	1 187	23 612	11 385	2 771	3 412	862
2012	13 825	32 642	64	12	37	71	1 187	24 328	10 530	3 045	5 727	862
2013*	14 296	36 983	62	11	41	64	1 187	26 528	10 911	3 247	6 310	862

*Previsiones de datos, mediante el método de la tasa de crecimiento.
Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Figura 1-29. Permisos por tipo de material predominante en los Paredes (Nacional)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

El figura 1-29, es un representación más asimilable de los datos referidos a la tabla 1-13, Materiales predominantes en las Paredes y la Cubierta (Nacional); en esta figura, es muy simple de visualizar que los dos materiales empleados para el montaje de paredes son el ladrillo y el bloque; posteriormente en mínimo porcentaje están la madera, adobe, etc.

Tabla 1-14. Materiales predominantes en las Paredes y la Cubierta (Azuay)

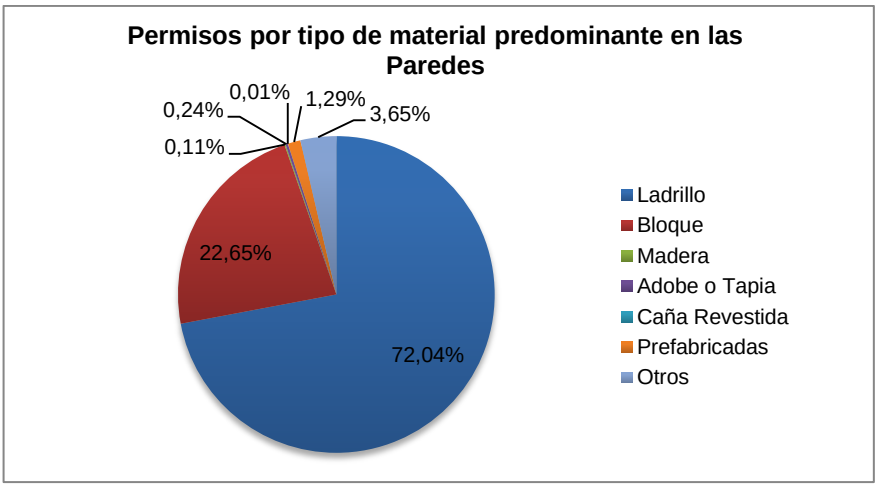
	AZUAY											
	NRO. DE PERMISOS POR TIPO DE MATERIAL PREDOMINANTE EN LOS PAREDES							NRO. DE PERMISOS POR TIPO DE MATERIAL PREDOMINANTE EN LA CUBIERTA O TECHO				
Año	Ladrillo	Bloque	Madera	Adobe o Tapia	Caña Revestida	Prefabricadas	Otros	Hormigón Armado	Eternit-Ardex-Asbest	Teja	Zinc	Otros
2000	2 331	600	3	24	1	12	2	129	2 143	691	8	2
2001	1 618	385	3	2	0	45	0	114	1 453	476	10	0
2002	1 761	428	3	6	0	38	0	117	1 591	519	10	0
2003	1 732	419	3	6	0	40	0	116	1 563	510	10	0
2004	1 738	421	3	6	0	39	0	117	1 569	512	10	0
2005	1 737	421	3	6	0	40	0	116	1 568	512	10	0
2006	1 967	760	4	3	0	186	1	210	2 094	580	37	0
2007	2 400	854	6	8	0	1	19	319	2 046	868	35	20
2008	1 996	866	4	10	2	5	26	291	1 881	640	45	52
2009	2 191	796	1	3	0	3	5	253	2 123	581	15	27
2010	2 071	668	1	3	0	7	8	238	2 012	458	26	24
2011	1 941	766	1	3	1	5	1 128	1 396	1 776	632	1	40
2012	2 105	891	1	3	1	3	1 128	578	2 013	603	13	40
2013	2 131	950	1	4	1	2	1 128	680	2 048	803	13	40

*Previsiones de datos, mediante el método de la tasa de crecimiento.
Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Analizando los datos de la tabla 1-13 vemos que estos dos materiales tienen una tendencia de crecimiento con el pasar del tiempo, a diferencia de los otros que por la forma de presentación se asumen un tanto esporádicos.

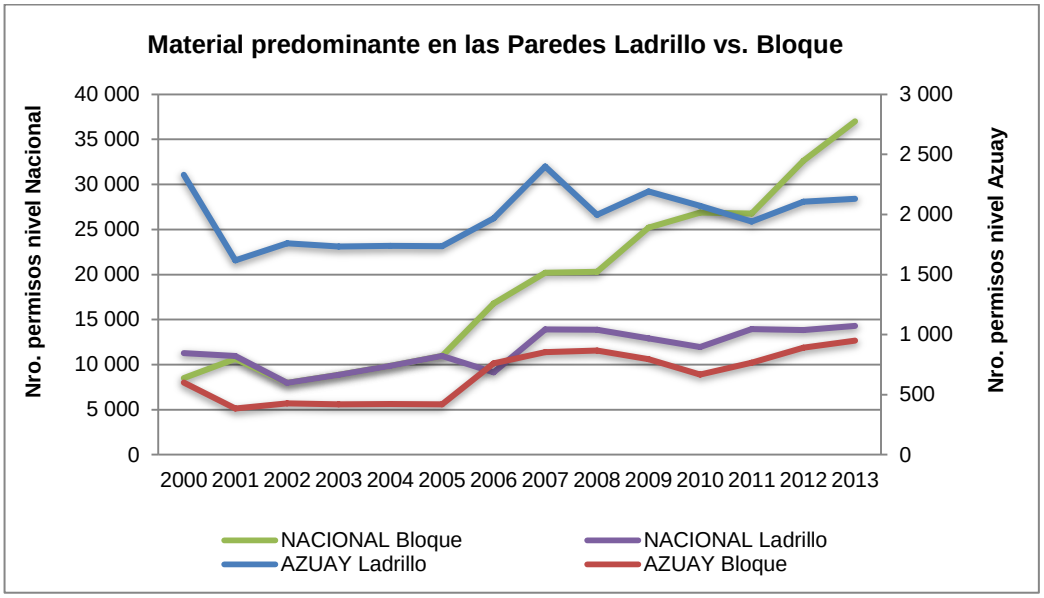
La tendencia observada a nivel nacional es diferente para el caso de Azuay en donde el material predominante en la construcción de las paredes es el ladrillo y muy abajo está el bloque, casi en una relación de 3 a 1.

Figura 1-30. Permisos por tipo de material predominante en las Paredes (Azuay)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

Figura 1-31. Material predominante en las Paredes Ladrillo vs. Bloque



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

En un análisis comparativo en los últimos años, si nos referimos a las figuras 1-30 y 1-31; el Azuay sigue manteniendo la tendencia del uso del ladrillo en primer lugar, a diferencia de la tendencia nacional que se inclina por el uso del bloque. De la figura 1-32, apreciamos que el número de permisos por cada uno de estos materiales tienen a crecer con el paso del tiempo, ratificando la afirmación anterior.

Revisando únicamente los valores en las tablas 1-14 y 1-13, a nivel de la cubierta se destacan el uso del hormigón armado, el eternit, el zinc y la teja, no siendo esta última un material que a nivel nacional se destaque, en cambio como se conoce, la teja es un material que a nivel de Cuenca y el Azuay es muy apetecido a pesar de su precio, más allá de que muchas construcciones rurales utilizan el zinc.

Para concluir la caracterización de los tipos de materiales utilizados en las construcciones es posible ratificar los datos levantados, puesto que la cimentación de casi todo tipo de construcción es el hormigón armado, a nivel de la estructura en cambio –al menos en los últimos años- se combinan la estructura en hormigón armado y en acero. Al levantar las paredes la utilización del bloque y el ladrillo son los materiales predominantes, sin desconocer al menos en los últimos años se está utilizando los prefabricados. En la cubierta es importante el hormigón, el zinc sobre todo a nivel nacional, pero en nuestra ciudad es muy reconocido el uso de la teja como el material utilizado en la cubierta de las viviendas en tanto que en las edificaciones de varios pisos se tiende a dejar la losa del último piso como la cubierta.

Al finalizar este capítulo podemos concluir que la dinámica de la construcción ha estado muy influenciada por factores externos e internos que le afectaron a la economía y lo que se ha demostrado es que durante la reciente crisis internacional existió un freno en las inversiones inmobiliarias no obstante el gobierno impulsó la inversión pública como estrategia para no frenar la actividad constructiva y le dio al Banco del Seguro, BIESS un rol protagónico que implicó que la banca privada se vuelva más flexible y pueda extender el financiamiento requerido para el desarrollo de los proyectos tanto públicos como privados. De otra parte las diversas clases de materiales que se han ofertado en el mercado, el interés de muchos constructores en desarrollar alternativas habitacionales, le dio al sector una cobertura más amplia haciendo que, conjuntamente con el acceso al financiamiento, muchas más personas y familias consigan su unidad habitacional.

CAPÍTULO 2

MODELACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Introducción

El segundo capítulo corresponde a la modelación de la edificación, que hace énfasis en tres puntos importantes: *modelación de la geometría, modelación de los materiales y modelación de las cargas.*

Se van a generar dos modelos de la edificación, correspondientes a los materiales de estudio, hormigón armado y acero estructural. En ambas variantes se trata de una estructura aporticada, para el caso del diseño en hormigón armado, la modelación de la estructura va a comprender vigas, columnas y losas alivianadas; y para el caso del diseño en acero estructural comprenderá columnas, vigas, viguetas y losas del tipo steel deck.

2.1. MODELACIÓN DE LOS MATERIALES

Los materiales de construcción son productos procesados o fabricados para emplearse en la construcción de cualquier obra de edificación o de ingeniería civil, cumpliendo con parámetros mínimos de calidad y requerimiento técnicos según especificaciones.

En general, los materiales de construcción deben cumplir estos requisitos[3]:

- Resistencias mecánicas acordes con el uso que recibirán.
- Estabilidad química (resistencia a agentes agresivos)
- Estabilidad física (dimensional).
- Seguridad para su manejo y utilización.
- Protección de la higiene y salud de obreros y usuarios.
- No conspirar contra el ambiente.
- Aislamiento térmico y acústico (colaborar en el ahorro de energía)
- Estabilidad y protección en caso de incendio (resistencia al fuego)
- Comodidad de uso, estética y economía.

[3] (NEC-11, NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. CAPÍTULO 1. Cargas y Materiales, 2011)

2.1.1 Variante en hormigón armado

2.1.1.1 Hormigones

Se entiende por hormigón al producto endurecido resultante, de la mezcla de cemento Portland, agua y agregados pétreos (áridos) en proporciones adecuadas con el propósito de soportar las cargas impuestas; y en colaboración con el acero es uno de los materiales de construcción más utilizados al momento.

Propiedades del hormigón[4] a emplearse para el diseño:

Resistencia a la compresión	f'c = 240 Kg/cm^2
Módulo de Elasticidad	Ec = 232 000 Kg/cm^2
Módulo de Poisson	μ = 0,2

2.1.1.2 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo debe ser corrugado y en general debe cumplir con las especificaciones para "Acero de Refuerzo" dadas en el ACI 318-2005 sección 3.5.

Propiedades del acero de refuerzo[5] a emplearse para el diseño:

Límite de Fluencia	Fy = 4200 Kg/cm^2
Módulo de Elasticidad	Ea = 2 100 000 Kg/cm^2
Módulo de Poisson	μ = 0,3

2.1.2 Variante en acero estructural

2.1.2.1 Perfiles de acero estructural

Los materiales correspondientes a perfiles estructurales, placas de unión y otros elementos metálicos menores serán del tipo ASTM A36. El límite de fluencia para estos aceros será mayor o igual a 2500 Kg/cm^2; en tanto, que para la placa colaborante deberá ser de acero galvanizado tipo ASTM A653.

Propiedades de los perfiles estructurales a emplearse para el diseño:

Módulo de Elasticidad	Ea = 2 000 000 Kg/cm^2
Módulo de Poisson	μ = 0,3

[4] Características del material, ver en el ***Anexo1. Especificaciones Técnicas CAE***.
[5] Características del material, ver en el ***Anexo1. Especificaciones Técnicas CAE***.

2.2. MODELACIÓN DE LA GEOMETRÍA

La modelación de la geometría consiste en la concepción de la estructura a partir de los planos arquitectónicos y la generación de un modelo estructural de la edificación; que radica en definir las secciones de los miembros estructurales que la comprende.

2.2.1 Descripción general del proyecto

Este proyecto busca dar solución estructural a un edificio de uso residencial, el cual está compuesto por un sótano, planta baja y seis plantas altas. El sótano será destinado como estacionamiento, la planta baja y primera planta alta para uso comercial y los demás pisos para uso residencial exclusivamente.

Tabla 2-1. Distribución arquitectónica de áreas.

PLANTA	ÁREA BRUTA (m^2)	Uso
SÓTANO	482,6	10 Espacios de parqueo Espacios para bodegas
PLANTA BAJA	233,9	Local Comercial
1P ALTA	218,2	Local Comercial
2P ALTA	181,2	2 Departamentos
3P ALTA	181,2	2 Departamentos
4P ALTA	181,2	2 Departamentos
5P ALTA	181,2	2 Departamentos
6P ALTA	73,35	Área Comunal/Reuniones
TOTAL (m^2)	**1732,85**	

Fuente: Ing. Diego Cordero Díaz.

Cuenta con ascensor y gradas; la altura de entrepiso es 3,24 m, dándole al edificio una altura total de 24,98 m desde el nivel +0,00, y un área total de construcción de 1732,85 m^2.

El proyecto original está concebido para realizarse en estructura de hormigón armado, pero para fines académicos se realizará el diseño y comparación en estructura de hormigón armado y estructura metálica.

2.2.1.1 Datos generales

Nombre del Proyecto:

Edifico “La Riviera”

Promotor:

Ing. Diego Cordero Díaz. CONTEC CONSTRUCTORA.

Actividad: Libre ejercicio de la profesión desde 1974 hasta la fecha.

Área de terreno: 532,7 m^2

Área de construcción: 1732,85 m^2

Ubicación:

Se encuentra ubicado en las calles Ave. 10 de Agosto y Av. Francisco Moscoso esquina, Cuenca – Ecuador.

Figura 2-1. Ubicación del Edificio La Riviera

Fuente: https://maps.google.com.ec/

Infraestructura del sector:

El sector es urbano y cuenta con los servicios básicos.

Entorno:

El entorno donde se ubicará el proyecto es una zona con edificaciones existentes y en construcción.

Datos del estudio de suelos:

1. **Suelo:**

Peso volumétrico	$\gamma_s = 1{,}80\ t/m^3$
Ángulo rozamiento interno	$\phi = 10°$
Cohesión del suelo	$C = 0{,}05\ kg/cm^2$
Coeficiente de poisson	$\alpha = 0{,}45\ kg/cm^2$
Carga admisible	$\sigma_{adm} = 2{,}1\ kg/cm^2$

2. **Reposición:**

Peso volumétrico	$\gamma_s = 1{,}80\ t/m^3$
Ángulo rozamiento interno	$\phi = 30°$
Cohesión del suelo	$C = 0{,}05\ kg/cm^2$

2.2.2 Predimensionamiento de elementos estructurales

El objetivo del predimensionamiento de los elementos estructurales es para poder generar el modelo de la estructura según la variante correspondiente. Se respetó la distribución de columnas propuesta en los planos arquitectónicos y en base a ésta se realizó la distribución de vigas.

Se desarrolló una matriz comparativa entre diferentes propuestas de modelos que buscan darle mayor rigidez a la estructura generando así los menores valores en distorsiones, analizando también las cuantías de obra de prediseños propuestos.

Tabla 2-2. Matriz comparativa entre modelos de la estructura de hormigón.

VARIANTE DE HORMIGÓN ARMADO		DISTORSIÓN DE COLUMNAS		CUANTIAS DE OBRA Prediseño estimado Índices por m^2		
MODELO	**BREVE DESCRIPCIÓN**	**DIRECCION X**	**DIRECCION Y**	**CUANTÍA ENCOFRAD**	**CUANTÍA HORMIGÓN**	**CUANTÍA ACERO**
MODELO 1	Ascensor: muros de corte Columnas diafragmadas (X)	1/138	1/72	2,417	0,293	61,67
MODELO 4	Ascensor: muros de corte Columnas cuadradas	1/141	1/73	2,409	0,289	61,62
MODELO 3	Ascensor: muros de corte Columnas diafragmadas (Y)	1/134	1/75	2,418	0,293	62,04
MODELO 2	Ascensor: Columnas L Columnas diafragmadas (X)	1/98	1/47	2,413	0,286	61,65

Fuente: CYPECAD

Tabla 2-3. Matriz comparativa entre modelos de la estructura de acero.

VARIANTE DE ACERO ESTRUCTURAL		DISTORSIÓN DE COLUMNAS		CUANTIAS DE OBRA Prediseño estimado Índices por m^2		
MODELO	**BREVE DESCRIPCIÓN**	**DIRECCION X**	**DIRECCION Y**	**ACERO ASTM A36**	**CUANTÍA HORMIGÓN**	**CUANTÍA ACERO**
MODELO 1	Ascensor: muros de corte Col. Cajón diafragmadas (X)	1/197	1/98	113679	0,148	11,02
MODELO 2	Ascensor: muros de corte Col. Cajón cuadradas	1/181	1/106	109822	0,152	10,86

Fuente: CYPECAD

Para las dos variantes de diseño se optó por elegir el modelo con columnas cuadradas, y el ducto de ascensor con muros de corte, ya que las distorsiones que se presentan con estos modelos son las más bajas y están dentro del límite permitido (1/50); y en cuanto a las cuantías de obra la variación no es mayor entre un modelo y otro, por lo que se escogen los modelos en función de las distorsiones.

2.2.2.1 Predimensionamiento de elementos en hormigón armado

Se proyectaron columnas cuadradas y vigas rectangulares de base menor al lado de las columnas y se propone el uso de losa alivianada nervada.

2.2.2.1.1 Predimensionamiento de losa

Para el predimensionamiento de la losa, se toma como referencia las siguientes relaciones[6]:

$$h_{min} = \frac{1}{30} L_n + h_{compresión}$$

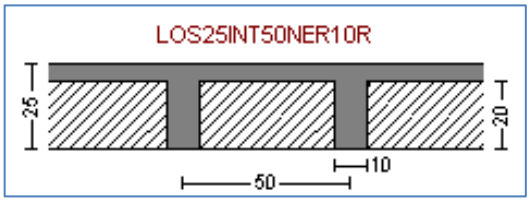
L_n = luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas.
$h_{compresión}$ = Espesor de la chapa de compresión.

L_n = 5,50 m.
$h_{compresión}$ = 0,05 m.

$$h_{min} = \frac{1}{30}(550) + 5 = 23{,}33\ cm \approx 25\ cm$$

Se define una losa alivianada de 25cm de espesor, armada en dos sentidos, que comprende una loseta de 5cm y nervios de 20cm.

Figura 2-2. Sección Losa nervada



Fuente: CYPECAD

2.2.2.1.2 Predimensionamiento de vigas

Para el predimensionamiento de vigas, se asumen secciones rectangulares, en base a las siguientes relaciones[7]:

[6] Cubicaciones y resistencia de materiales (Grupo Editorial CEAC, 1993)

$$\frac{L_n}{10} \leq h \leq \frac{L_n}{15}$$

$$\frac{2}{3}h \leq b \leq \frac{1}{2}\,h$$

$L_n = 5{,}50 \rightarrow$ h = 5,50/15 = 0,37 ≈ 0,50 m

$b \leq 0{,}5h \rightarrow$ b = 0,5 (0,5) = 0,25 ≈ 0,30 m

Se define emplear un peralte (h) de 50cm y un ancho (b) de 30 cm para todas las vigas.

2.2.2.1.3 Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de columnas, se toma como referencia las siguientes relaciones[8]:

$$f_E \leq \frac{L_n}{l_{menor}} \leq 10 - 12$$

L_n = Altura libre entre pisos
l_{menor} = Lado menor columna.
Para columnas sismo-resistentes considerar una base ≥ 0,30 m.

$$l_{menor} = 40$$

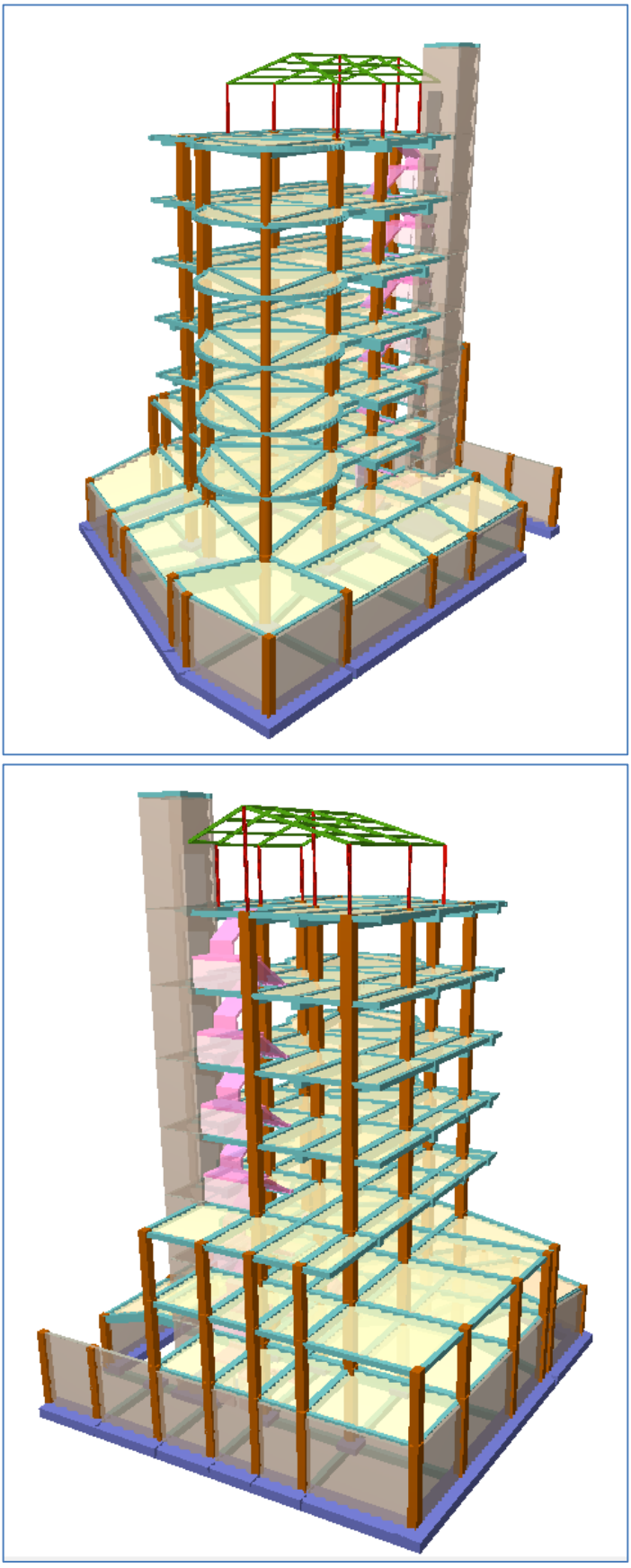
$$f_E \leq \frac{324}{40} \leq 10 - 12$$

$$8{,}1 \leq 10$$

Se definen columnas de sección cuadrada de lado = 40 cm para todos los pisos. (Se podría trabajar con una sección más reducida, pero al tener 7 pisos lo dejamos en un valor más conservador).

[7] Cubicaciones y resistencia de materiales. (Grupo Editorial CEAC, 1993)
[8] Cubicaciones y resistencia de materiales. (Grupo Editorial CEAC, 1993)

Figura 2-3. Modelo de la estructura en Hormigón Armado.



Fuente: Modelo de hormigón. CYPECAD.

2.2.2.2 Predimensionamiento de elementos en acero estructural.

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

2.2.2.2.1 Predimensionamiento de losa tipo Steel deck

Para el predimensionamiento de la losa colaborante se considera la separación entre viguetas de apoyo y la carga que va a estar sobreimpuesta en la placa colaborante, se considera tanto carga viva como muerta, sin incluir el peso propio del hormigón y la placa.

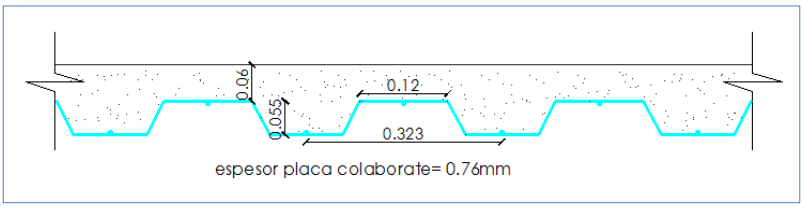
$$\boldsymbol{Separación\ entre\ apoyos_{asumida} = 1,50\ m}$$
$$Carga\ muerta_{promedio} = 200\ kg/m^2$$
$$Carga\ viva_{promedio} = 350\ kg/m^2$$
$$\boldsymbol{Sobrecarga\ impuesta = 550\ kg/m^2}$$

Según catálogo de fabricante[9], para esta magnitud de carga se recomienda:

$$\boldsymbol{Espesor\ losa_{\ sobre\ cresta} = 6\ cm}$$
$$\boldsymbol{Espesor\ placa\ colaborante = 0,76\ mm}$$
$$\boldsymbol{Separación\ entre\ apoyos_{máx.} = 2,00\ m}$$

La separación máxima entre apoyos es de 2 m, pero dejamos la asumida de 1,50 m ya que al ser menor estamos del lado de la seguridad y en un análisis en conjunto se van a generar elementos de secciones menores.

Figura 2-4. Sección losa steel deck.



Fuente: Modelo de hormigón. CYPECAD.

2.2.2.2.2 Prediseño de vigas

Para el predimensionamiento de vigas, se asumen secciones de perfil I, perfiles armados en frio, en base a las siguientes relaciones[10]:

[9] Catálogo de productos NOVALOSA.
[10] (AISC 360-10)

$$\frac{L_n}{12} \leq h \leq \frac{L_n}{20}$$
$$\frac{2}{3}h \leq b \leq \frac{1}{2}h$$
$$e_{alma} < e_{patín}$$

$L_n = 5{,}50 \rightarrow$ h = 5,50/0,20 = 0,27 ≈ 300 mm

$b \leq 0{,}5h \rightarrow$ b = 0,5 (0,35) = 0,175 ≈ 200 mm

e_{alma} = 8 mm

$e_{patín}$= 10 mm

Se define emplear un peralte (h) de 300 mm y un ancho (b) de 200 mm para con espesores de alma y patín de 8 mm y 10 mm respectivamente.

2.2.2.2.3 Prediseño de columnas

Para el predimensionamiento de columnas, se toma como referencia las siguientes relaciones[11]:

$$f_E \leq \frac{h_n}{l_{menor}} \leq 12 - 14$$

h_n = Altura libre entre pisos
l_{menor} = Lado menor columna.
Para columnas sismo-resistentes considerar una base ≥ 0,30 m.

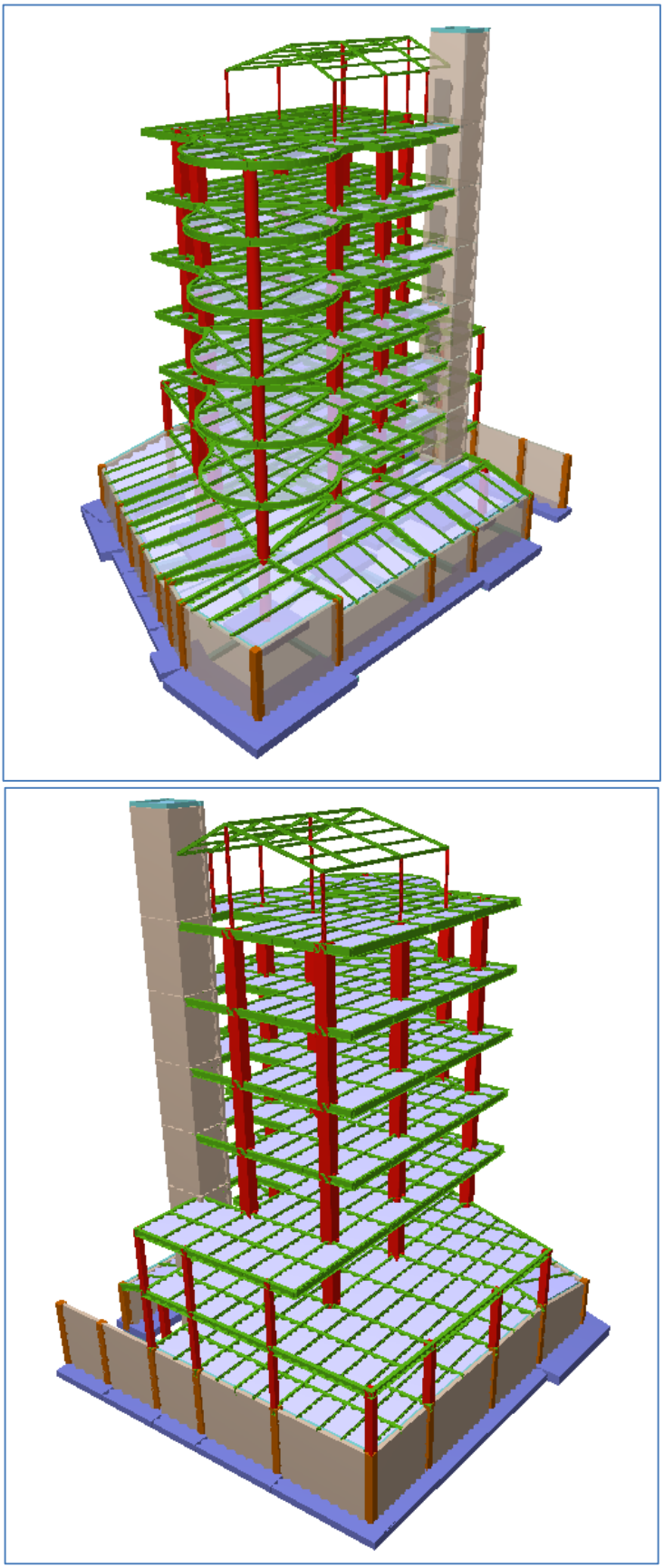
$$l_{menor} = 40$$

$$f_E \leq \frac{324}{40} \leq 12 - 14$$
$$8{,}1 \leq 12$$

Se define emplear perfiles en cajón de sección cuadrada de lado = 40 cm de espesor de 6mm, manteniendo la sección constante para todos los pisos.

[11] (AISC 360-10)

Figura 2-5. Modelo de la estructura en Acero Estructural.



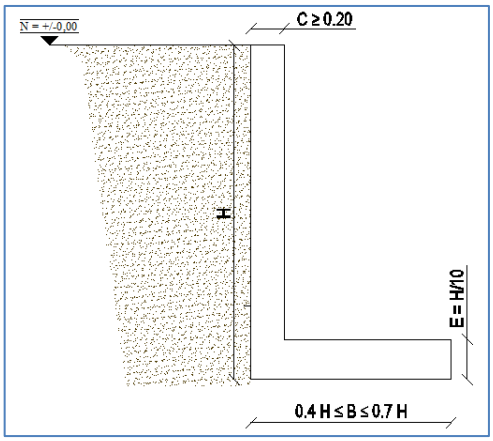
Fuente: Modelo de hormigón. CYPECAD.

2.2.2.3 Prediseño de la cimentación

Todo lo referente a la cimentación, tanto para la variante de hormigón como para la variante metálica, se va a realizar en hormigón armado, se van a usar muros de sótano, y las respectivas zapatas tanto aisladas como corridas; agregando placas de anclaje en la cimentación de la variante metálica.

Para el prediseño de los muros, lo hacemos con criterio geométrico a partir de la profundidad que hay que salvar.

Figura 2-6. Esquema muro de contención.



Fuente: Mayra Proaño

A partir de una profundidad H=3,00 m, obtenemos las dimensiones siguientes:

- Espesor muro (C=0,20 m),
- Peralte de la zapata (E=0,30 m),
- Base (B=1,50 m).

Para las zapatas asiladas, se hace un predimensionamiento a partir de la carga que absorbe una columna y le llega al suelo y según la resistencia admisible de éste, se obtiene una sección. Asumimos los siguientes datos:

$$Área\ tributaria\ (AT) = 16\ m^2$$
$$\#\ pisos = 7$$
$$Carga\ permanente\ (CM) = 200\ kg/m^2$$
$$Sbrecarga\ de\ uso\ (CV) = 350\ kg/m^2$$
$$\sigma_{adm} = 2{,}1\ kg/cm^2$$

$$Área\ zapata = \frac{((CM + CV)AT * \#pisos)}{\sigma_{adm}}$$

$$Área\ zapata = \frac{((200 + 350)16 * 7)}{2{,}1}$$

$$Área\ zapata = 29333{,}33\ cm^2 \rightarrow Sección\ cuadrada\ L = 171\ cm$$

- Peralte mínimo de zapata= 0,40 m
- Sección cuadrada mínima= 2,0 x 2,0 m.

2.3. MODELACIÓN DE LAS CARGAS

Por medio de las definiciones arquitectónicas y de ingeniería de edificaciones, es posible estimar y agrupar las cargas que actuarán sobre la estructura. El cálculo de estas cargas se realizó en base a las especificaciones de la *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), capítulo 1: Cargas y Materiales*, en donde se establece las cargas mínimas a considerar en el diseño, calculadas para que la estructura sea capaz de soportar las combinaciones de las mismas.

2.3.1 Cargas permanentes

Se considera carga permanente o muerta, al peso propio de la estructura (losas, vigas, columnas, etc.), cargas arquitectónicas (baldosas, revestimientos, cielos rasos, etc.) y al peso de las instalaciones que quedan en forma permanente.

Tabla 2-4. Pesos unitarios de materiales de construcción.

Material	**Peso Unitario (Kg/ m^3)**
Hormigón Armado	2400
Acero	7850
Ladrillo artesanal	1600
Mortero (1:3 a 1:5)	2000

Fuente: NEC2011-CAP.1 CARGAS Y MATERIALES

Tabla 2-5. Cálculo de la Carga permanente.

Material	**Carga (Kg/m^2)**
Cielorraso(De yeso sobre listones de madera, incluidos los listones)	20
Contrapisos y recubrimientos (Baldosa de cerámica, con mortero de cemento, por cada cm de espesor) e=2.5cm	50
Instalaciones ligeras	10
Mampostería de Ladrillo para edificios	120
TOTAL CARGA PERMANENTE	**200**

Fuente: NEC2011-CAP.1 CARGAS Y MATERIALES

El peso propio de los miembros estructurales (vigas, columnas, losas, etc.) es considerado de manera automática por el programa de cálculo utilizado.

2.3.2 Sobrecarga de uso

Se considera carga viva o sobrecarga de uso, aquella que su permanencia es temporal y su determinación es aproximada al número de personas o equipos que circulen por las distintas estancias de la edificación. Para la determinación de la carga viva, se consideró el uso de cada piso y se adoptaron las especificaciones de la *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), capítulo 2: Cargas y Materiales.*

Tabla 2-6. Cargas vivas en áreas de distinto uso u ocupación.

Ocupación o Uso	Carga (Kg/m^2)
Almacenes (Ventas al por menor)	480
Comedores y restaurantes	480
Cubiertas destinas en jardinería o patios de reunión	480
Escaleras y rutas de escape	480
Departamentos (residencias unifamiliares y bifamiliares)	200

Fuente: NEC2011-CAP.1 CARGAS Y MATERIALES

Para el edificio objeto de análisis, en las dos variantes tanto hormigón armado como acero estructural, se consideró la siguiente distribución de cargas por piso.

Tabla 2-7. Distribución de cargas por piso.

Planta	Sobrecarga de uso (t/m²)	Cargas permanentes (t/m²)	Uso
N+24,98 CUB ASC	0,07	0,20	
N+20,34 6PA	0,48	0,20	Patios de reunión
N+17,10 5PA	0,20	0,20	Departamentos
N+13,86 4PA	0,20	0,20	Departamentos
N+10,62 3PA	0,20	0,20	Departamentos
N+7,38 2PA	0,20	0,20	Departamentos
N+4,14 1PA	0,48	0,20	Restaurantes
N+0,90 PB	0,48	0,20	Almacenes
Fundación	0,00	0,00	

Fuente: Listado de los datos de obra. CYPECAD.

En partes de volados en todos los pisos altos, se colocó sobrecarga de uso adicional de 280 kg/cm² para completar el valor de 480 kg/cm², definida para áreas de circulación.

2.3.3 Cargas ambientales

Se analizó como cargas accidentales a las fuerzas de viento y sismo según las especificaciones principalmente.

2.3.3.1 Carga de viento

La carga de viento va a depender de la ubicación de la estructura y de su altura, así como del área expuesta a ésta. La acción del viento se considera como una presión que actúa sobre un área de fachada definida.

Para determinar las cargas por viento que serán aplicadas a la estructura, es necesario definir los parámetros indicados en la *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, Capítulo 1: Cargas y materiales - Artículo 1.1.5: Cargas por viento.*

2.3.3.1.1 Cálculo de la presión del viento.

La acción del viento actúa como una presión sobre el elemento de fachada. Para determinar la resistencia del elemento frente a la presión del viento, se realiza mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f$$

Dónde:

P = Presión de cálculo expresada en Pa o N/m^2

ρ = Densidad del aire expresada en kg/ m^3

c_e = Coeficiente de entorno/altura

c_f = Coeficiente de forma

V_b = Velocidad corregida del viento en m/s;

Analizando las características de la edificación, zona en la que se encuentra ubicada, el entorno a su alrededor, se definen los siguientes parámetros:

- **Coeficiente de forma (C_f)**: 1,3
    - (Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura)
- **Densidad del aire:** 1,25 kg/ m^3
- **Velocidad base de viento:** 21,0 m/s

- **Categoría del terreno:** Categoría B
  - (Edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m)
- **Coeficiente de entorno/altura (C_e)**: según grado de exposición.
  - **Ancho de banda X (m):** 21,55
  - **Ancho de banda Y (m):** 18,50

Con los datos anteriores, y siguiendo los lineamientos de la NEC-11, se determinaron las siguientes cargas de viento por cada piso.

Tabla 2-8. Cargas de Viento[12].

Cargas de viento		
Planta	**Viento X (t)**	**Viento Y (t)**
N+24,98 CUB ASC	3,151	3,671
N+20,34 6PA	5,352	6,234
N+17,10 5PA	4,401	5,047
N+13,86 4PA	4,263	5,047
N+10,62 3PA	4,263	5,047
N+7,38 2PA	4,263	5,047
N+4,14 1PA	4,263	5,047
N+0,90 PB	4,697	5,561

Fuente: NEC2011-CAP.1 CARGAS Y MATERIALES

2.3.3.2 Carga de sismo

El Ecuador se encuentra ubicado dentro del área del Cinturón de fuego del Pacífico, por lo que se le considera una zona de riesgo sísmico, en virtud de esto es inminente realizar un análisis de carga sísmica, aceleración esperada por zona, factor de importancia, tipo de suelo, coeficiente de ductilidad, etc.; de tal forma que se genera un espectro de diseño específico para el modelo matemático calculado.

El modelo matemático de la estructura deberá contener todos los elementos que conforman el sistema estructural, la distribución de las masas y rigideces, de modo que muestre las características principales del comportamiento dinámico.

Toda estructura se debe diseñar para soportar fuerzas sísmicas procedentes de cualquier dirección horizontal. La aplicación de las fuerzas sísmicas se realiza considerando los efectos ortogonales, suponiendo *la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas*

[12] En la determinación de la cargas de viento, no hace diferencia entre las variantes de hormigón armado y acero estructural por lo que estás cargas se emplean en ambos casos.

sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular, utilizándose la que requiera la mayor resistencia.

2.3.3.2.1 Análisis dinámico espectral

Se realizó un análisis dinámico espectral de la estructura, utilizando la máximas respuestas de todos los modos de vibración, las cuales son calculadas en el espectro de respuesta (espectro elástico de aceleraciones) obtenido a partir de los parámetros definidos en *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente - Artículo* 2.7.7.6*: Análisis modal espectral,* a fin de determinar la fuerza sísmica de respuesta de la estructura realizando el debido control de la deriva de piso. Este análisis se realizó para la variante de hormigón armado y la variante metálica.

Consideraciones para la evaluación sísmica de la estructura:

Caracterización del emplazamiento:

Región Sierra, Azuay, Cuenca

Importancia de la obra:

Otras estructuras, *Todas las estructuras de edificación que no tienen un uso especial como hospitales, museos, iglesias, etc.*

Regularidad de la estructura:

- *Regular en planta*
- *Regular en elevación*

Tipo de suelo:

Perfiles de suelos densos o roca blanda (Tipo C)

Tipología estructural:

- *Estructuras de acero sin arriostramientos*. (Variante Metálica).
- *Pórticos de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.* (Variante Hormigón).

Sistema estructural:

- *Pórtico espacial sismo-resistente, de hormigón armado con vigas descolgadas.* (Variante Hormigón).
- *Pórtico espacial sismo-resistente, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.* (Variante Metálica).

Número de modos de vibración:

Los especificados por NEC-11. (Involucran participación de la masa acumulada modal de almenos más del 90% de la masa total)

2.3.3.2.1.1 Variante en hormigón armado

a) Parámetros necesarios para la definición del espectro:

Z: Factor de zona (NEC -11, 2.5.2.2 – Tabla 2.1) **Z** : *0,25*
Zona sísmica (NEC -11, 2.5.2.1): II

η: Relación de amplificación espectral (NEC -11, 2.5.5.1) **η** : *2,48*
Región sísmica (NEC -11, 2.5.3): Sierra

F_a: Factor de sitio (NEC -11, 2.5.4.8 – Tabla 2.5) **F_a** : *1,30*
F_d: Factor de sitio (NEC -11, 2.5.4.8 – Tabla 2.6) **F_d** : *1,50*
F_s: Factor de sitio (NEC -11, 2.5.4.8 – Tabla 2.7) **F_s** : *1,10*
Tipo de suelo (NEC -11, 2.5.4.5): C
Zona sísmica (NEC -11, 2.5.2.1): II

I: Factor de importancia (NEC -11, 2.6.4 – Tabla 2.9) **I** : *1,00*
Importancia de la obra (NEC -11, 2.6.4.2): Otras estructuras

r: Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC -11, 2.5.5.1) **r** : *1,00*
Tipo de suelo (NEC -11, 2.5.4.5): C

T_C: Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC -11, 2.5.5.1) **T_C** : *0,70* s

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

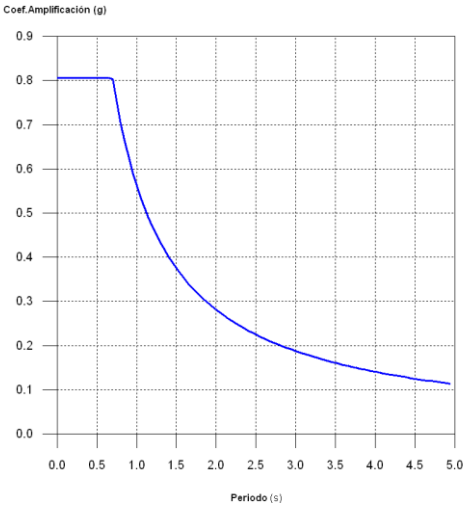
Con los datos anteriores, obtenemos el siguiente espectro de aceleraciones:

$$S_{ae} = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot I \qquad T \leq T_c$$

$$S_{ae} = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot I \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \qquad T > T_c$$

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0,806 g.

Figura 2-7. Espectro elástico de aceleraciones.



Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón). CYPECAD

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

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

b) Factor de comportamiento / Coeficiente de ductilidad

R_X: Factor de reducción (X) (NEC -11, 2.7.2.3)	**R_X** : *6,00*
R_Y: Factor de reducción (Y) (NEC -11, 2.7.2.3)	**R_Y** : *6,00*
Φ_P: Coeficiente de regularidad en planta (NEC -11, 2.6.6)	**Φ_P** : *0,90*
Φ_E: Coeficiente de regularidad en elevación (NEC -11, 2.6.7)	**Φ_E** : *0,90*

Figura 2-8. Espectro de diseño según X.

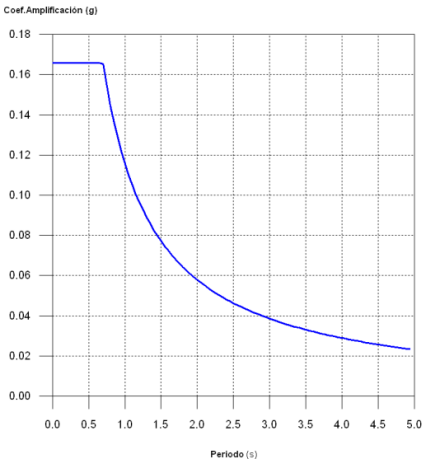
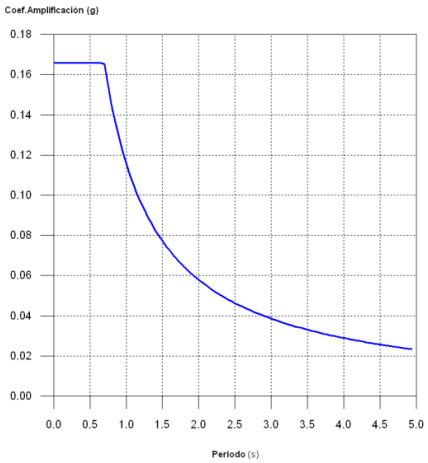


Figura 2-9. Espectro de diseño según Y.



Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón). CYPECAD

Una vez definido el espectro de diseño de aceleraciones, se evalúan los modos de vibración que involucren la participación de almenos el 90% de la masa total de la estructura. El programa de cálculo define el número de modos de vibración que cumplen con este requisito.

> Ver *Anexo 2. Justificación de la acción sísmica (Hormigón), sección 1.3. – Tabla de Coeficientes de participación.*

De esta tabla analizamos los valores totales del porcentaje de masa desplazada en cada dirección de análisis, en donde apreciamos que la una respecto a la otra, no presenta una variación mayor al 10% por lo que se puede garantizar que la estructura no entrará en torsión ante un evento sísmico esperado.

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

M_x= 98,62%

M_y= 99,68%

c) Representación de los periodos modales

Figura 2-10. Espectro de diseño según X.

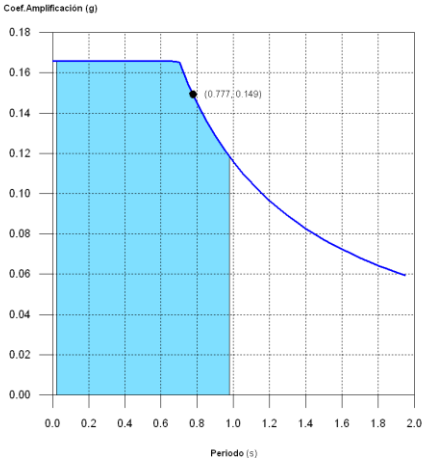
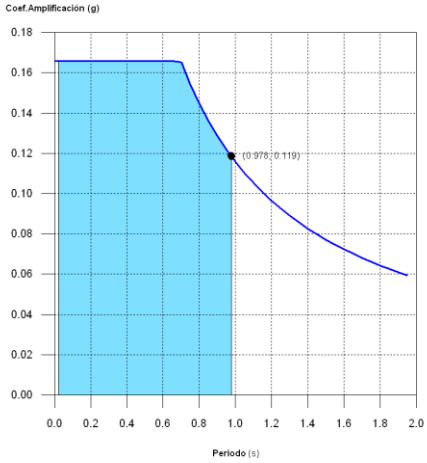


Figura 2-11. Espectro de diseño según Y.



Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón). CYPECAD

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

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.777	0.149

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.978	0.119

d) Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Tabla 2-9. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta.

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_X (m)	e_Y (m)
N+24,98 CUB ASC	(-1,22; 1,56)	(-3,10; 5,06)	1,89	-3,50
N+20,34 6PA	(-7,30; 4,66)	(-3,58; 5,25)	-3,73	-0,59
N+17,10 5PA	(-7,45; 4,65)	(-6,86; 5,68)	-0,59	-1,02
N+13,86 4PA	(-7,45; 4,65)	(-6,86; 5,68)	-0,59	-1,02
N+10,62 3PA	(-7,45; 4,65)	(-6,86; 5,68)	-0,59	-1,02
N+7,38 2PA	(-5,93; 4,90)	(-6,04; 5,69)	0,11	-0,79
N+4,14 1PA	(-5,22; 6,51)	(-5,40; 6,79)	0,17	-0,27
N+0,90 PB	(-7,60; 4,86)	(-8,00; 3,61)	0,41	1,25

Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón). CYPECAD

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)
c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)
e_X: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)
e_Y: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

En la mayoría de los pisos, el centro de masas y el centro de rigidez se encuentran muy próximos, por lo que decimos que no se presentan efectos torsionales considerables. El piso con mayor diferencia entre centro de masa y centro de rigidez es el último piso.

2.3.3.2.1.1.1 Cortante dinámico CQC

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

> Para revisar los valores obtenidos para el cálculo del constante, ver *Anexo 2. Justificación de la acción sísmica (Hormigón), sección 1.5. – Cortante dinámico CQC.*

Sismo X1, $\mathbf{V_{d,X}}$ = 141,92 ton.

Sismo Y1, $\mathbf{V_{d,Y}}$ = 111,07 ton.

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

2.3.3.2.1.1.2 Cortante basal estático

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

$V_{S,X}$: Cortante sísmico en la base (X) (NEC -11, 2.7.2.1) **$V_{S,X}$** : *224,107* t

$$V_{s,x} = S_{d,x}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,X}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X) **$S_{d,X}(T_a)$** : *0,14* g

$T_{a,X}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NEC-11, 2.7.2.2.1) **$T_{a,X}$** : *0,85* s

$$T_a = 0{,}047 \cdot h^{0,9}$$

Sistema estructural (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1): III

h: Altura del edificio **h** : *24,98* m

$V_{S,Y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NEC -11, 2.7.2.1) **$V_{S,Y}$** : *224,107* t

$$V_{s,y} = S_{d,y}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,Y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) **$S_{d,Y}(T_a)$** : *0,14* g

$T_{a,Y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NEC-11, 2.7.2.2.1) **$T_{a,Y}$** : *0,85* s

$$T_a = 0{,}047 \cdot h^{0,9}$$

Sistema estructural (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1): III

h: Altura del edificio **h** : *24,98* m

e) Peso sísmico total de la estructura

El peso sísmico total de la estructura (W) es la suma de la totalidad de la carga permanente más el 25% de la sobrecarga de uso de cada piso, actuando sobre la edificación.

Tabla 2-10. Peso sísmico total de la estructura.

Planta	w_i (t)
N+24,98 CUB ASC	15,98
N+20,34 6PA	172,44
N+17,10 5PA	184,02
N+13,86 4PA	184,02
N+10,62 3PA	184,02
N+7,38 2PA	202,74
N+4,14 1PA	249,47
N+0,90 PB	454,67
$W=\sum w_i$	**1647,34**

Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón). CYPECAD

f) Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s) para estructuras regulares, todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0{,}80 \cdot V_s/V_d$, (NEC-11, NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. CAPITULO 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, 2011), *Artículo 2.7.7.8.*

Tabla 2-11. Condición de cortante basal mínimo.

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo		Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0{,}80 \cdot V_{s,X}$	141,919 t ≥ 179,285 t	1,26
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0{,}80 \cdot V_{s,Y}$	111,072 t ≥ 179,285 t	1,61

Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón). CYPECAD

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

2.3.3.2.1.2 Variante en Acero Estructural.

a) Parámetros necesarios para la definición del espectro:

Z: Factor de zona (NEC -11, 2.5.2.2 – Tabla 2.1) — **Z** : *0,25*
Zona sísmica (NEC -11, 2.5.2.1): II

η: Relación de amplificación espectral (NEC -11, 2.5.5.1) — **η** : *2,48*
Región sísmica (NEC -11, 2.5.3): Sierra

F_a: Factor de sitio (NEC -11, 2.5.4.8 – Tabla 2.5) — **F_a** : *1,30*
F_d: Factor de sitio (NEC -11, 2.5.4.8 – Tabla 2.6) — **F_d** : *1,50*
F_s: Factor de sitio (NEC -11, 2.5.4.8 – Tabla 2.7) — **F_s** : *1,10*
Tipo de suelo (NEC -11, 2.5.4.5): C
Zona sísmica (NEC -11, 2.5.2.1): II

I: Factor de importancia (NEC -11, 2.6.4 – Tabla 2.9) — **I** : *1,00*
Importancia de la obra (NEC -11, 2.6.4.2): Otras estructuras

r: Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC -11, 2.5.5.1) **r** : *1,00*

Tipo de suelo (NEC -11, 2.5.4.5): C

T_C: Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC -11, 2.5.5.1) **T_C** : *0,70* s

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

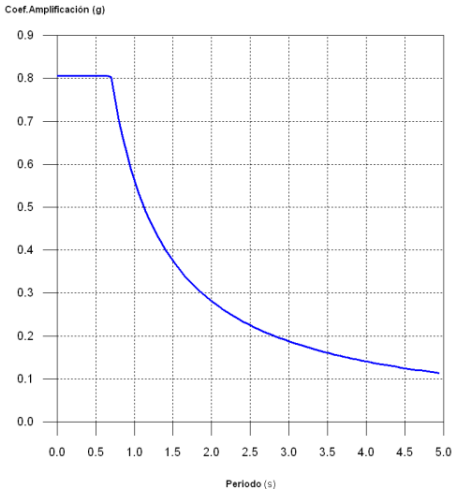
Con los datos anteriores, obtenemos el siguiente espectro de aceleraciones:

$$S_{ae} = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot I \qquad T \leq T_c$$

$$S_{ae} = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot I \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \qquad T > T_c$$

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0,806 g.

Figura 2-12. Espectro elástico de aceleraciones.



Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero). CYPECAD

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

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

b) Factor de comportamiento / Coeficiente de ductilidad

R_X: Factor de reducción (X) (NEC -11, 2.7.2.3) **R_X** : *6,00*

R_Y: Factor de reducción (Y) (NEC -11, 2.7.2.3) **R_Y** : *6,00*

Φ_P: Coeficiente de regularidad en planta (NEC -11, 2.6.6) **Φ_P** : *0,90*

Φ_E: Coeficiente de regularidad en elevación (NEC -11, 2.6.7) **Φ_E** : *0,90*

Figura 2-13. Espectro de diseño según X.

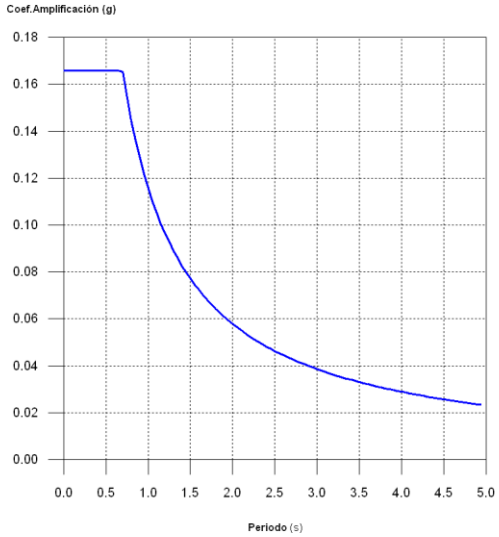
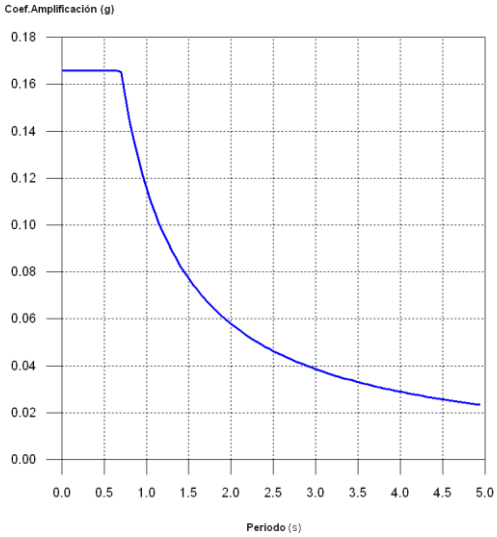


Figura 2-14. Espectro de diseño según Y.



Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero). CYPECAD

Una vez definido el espectro de aceleraciones, se evalúan los modos de vibración que involucren la participación de almenos el 90% de la masa total de la estructura. El programa de cálculo define el número de modos de vibración que cumplen con este requisito.

> Ver *Anexo 3. Justificación de la acción sísmica (Acero), sección 1.3. – Tabla de Coeficientes de participación.*

De esta tabla analizamos los valores totales del porcentaje de masa desplazada en cada dirección de análisis, en donde apreciamos que la una respecto a la otra, no presenta una variación mayor al 10% por lo que se puede garantizar que la estructura no entrará en torsión ante un evento sísmico esperado.

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

M_x= 97,31 %

M_y= 99,43 %

c) Representación de los periodos modales

Figura 2-15. Espectro de diseño según X

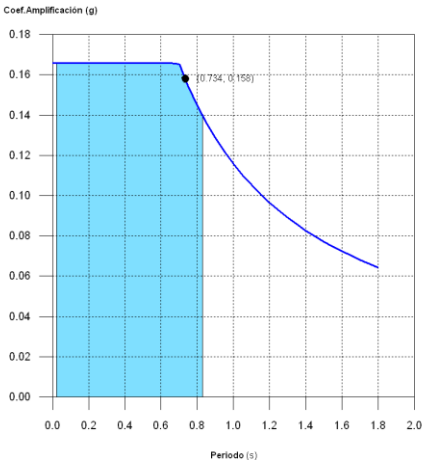
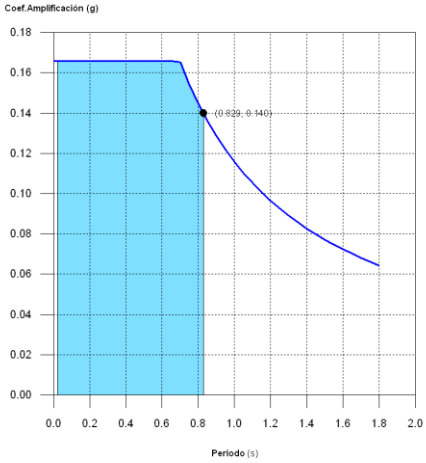


Figura 2-16. Espectro de diseño según Y



Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero). CYPECAD

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

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0,734	0,158

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0,829	0,140

d) Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Tabla 2-12. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta.

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_X (m)	e_Y (m)
N+24,98 CUB ASC	(-1,08; 1,44)	(-2,75; 4,63)	1,67	-3,19
N+20,34 6PA	(-7,29; 4,50)	(-3,01; 4,76)	-4,28	-0,26
N+17,10 5PA	(-7,36; 4,54)	(-7,43; 5,46)	0,08	-0,92
N+13,86 4PA	(-7,35; 4,54)	(-7,32; 5,51)	-0,04	-0,96
N+10,62 3PA	(-7,35; 4,55)	(-7,23; 5,54)	-0,12	-1,00
N+7,38 2PA	(-5,77; 4,83)	(-6,94; 5,57)	1,17	-0,74
N+4,14 1PA	(-5,15; 6,69)	(-6,51; 6,06)	1,36	0,63
N+0,90 PB	(-7,69; 4,75)	(-6,18; 3,37)	-1,50	1,38

Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero). CYPECAD

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)
c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)
$\mathbf{e_X}$: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)
$\mathbf{e_Y}$: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

En la mayoría de los pisos el centro de masas y el centro de rigidez se encuentran muy próximos, por lo que decimos que no se presentan efectos torsionales considerables. El piso con mayor diferencia entre centro de masa y centro de rigidez es el último piso.

2.3.3.2.1.2.1 Cortante dinámico CQC

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

> Ver *Anexo 3. Justificación de la acción sísmica (Acero), sección 1.5. – Cortante dinámico CQC.*

Sismo X1, **$V_{d,X}$** = 98,40 ton.

Sismo Y1, **$V_{d,Y}$** = 83,90 ton.

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

2.3.3.2.1.2.2 Cortante basal estático

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

$V_{S,X}$: Cortante sísmico en la base (X) (NEC -11, 2.7.2.1) **$V_{S,X}$** : *143,825*

$$V_{s,x} = S_{d,x}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,X}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X) **$S_{d,X}(T_a)$** : *0,12*

$T_{a,X}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1) **$T_{a,X}$** : *0,94*

$$T_a = 0{,}072 \cdot h^{0{,}8}$$

Sistema estructural (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1): I
h: Altura del edificio **h** : *24,98*

$V_{S,Y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NEC -11, 2.7.2.1) **$V_{S,Y}$** : *143,825*

$$V_{s,y} = S_{d,y}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,Y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) **$S_{d,Y}(T_a)$** : *0,12*

$T_{a,Y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1) **$T_{a,Y}$** : *0,94*

$$T_a = 0{,}072 \cdot h^{0{,}8}$$

Sistema estructural (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1): I
h: Altura del edificio **h** : *24,98*

e) Peso sísmico total de la estructura

El peso sísmico total de la estructura (W) es la suma de la totalidad de la carga permanente más el 25% de la sobrecarga de uso de cada piso, actuando sobre la edificación.

Tabla 2-13. Peso sísmico total de la estructura.

Planta	w_i (t)
N+24,98 CUB ASC	15,63
N+20,34 6PA	127,67
N+17,10 5PA	112,22
N+13,86 4PA	112,75
N+10,62 3PA	113,19
N+7,38 2PA	135,54
N+4,14 1PA	180,97
N+0,90 PB	375,94
W=∑w_i	**1173,92**

Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero). CYPECAD

f) Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s) para estructuras regulares, todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0{,}80 \cdot V_s/V_d$. *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), Artículo 2.7.7.8.*

Tabla 2-14. Condición de cortante basal mínimo.

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo		Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0{,}80 \cdot V_{s,X}$	141,919 t ≥ 179,285 t	1,17
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0{,}80 \cdot V_{s,Y}$	111,072 t ≥ 179,285 t	1,37

Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero). CYPECAD

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

2.3.3.2.2 Control de la deriva de piso

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

Tabla 2-15. Valores de Δ_M máximos, (fracción de la altura de piso).

ESTRUCTURAS DE	Δ_M MÁXIMA
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

Fuente: NEC2011-CAP.2 PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE. Artículo 2.6.2 Control de la deriva de piso.

El valor de la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0{,}75\ R\ \Delta_E$$

Dónde:

***R**:* factor de reducción de resistencia definido en 2.7.2.3.

Δ_M **:** no puede superar los valores establecidos (NEC -11, 2.6.2 – Tabla 2.8).

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas (Δ_E), sean estáticas o dinámicas, se calcularán para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales y para cada piso, considerando las secciones agrietadas[13] de los elementos estructurales.

2.3.3.2.2.1 Variante en hormigón armado.

Los valores de los desplazamientos para la variante de hormigón, se obtuvieron mediante el software de cálculo dando los siguientes resultados:

[13] **Secciones agrietadas.**
(NEC-11, NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. CAPITULO 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, 2011)(Sección 2.7.1.2.1).

Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0.5 *Ig* para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8 *Ig* para columnas, siendo *Ig* el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento.
- Para muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de 0.6 *Ig* y se aplicarán en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos).

Tabla 2-16. Deriva máxima de cada piso (Hormigón).

Desplome local máximo de los pilares ($\Delta_M = 0,75 \cdot R\,\Delta_E$)					$\Delta_{Mmáx}$	√
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas[1]		≤	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
N+20,34 6PA	0,0003	0,0003	0,0059	0,0071	0,020	ok
N+17,10 5PA	0,0003	0,0003	0,0061	0,0089	0,020	ok
N+13,86 4PA	0,0003	0,0004	0,0063	0,0114	0,020	ok
N+10,62 3PA	0,0003	0,0005	0,0067	0,0147	0,020	ok
N+7,38 2PA	0,0002	0,0006	0,0064	0,0167	0,020	ok
N+4,14 1PA	0,0002	0,0004	0,0066	0,0090	0,020	ok
N+0,90 PB	0,0009	----	0,0013	0,0002	0,020	ok
Notas: [1] *Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.*						

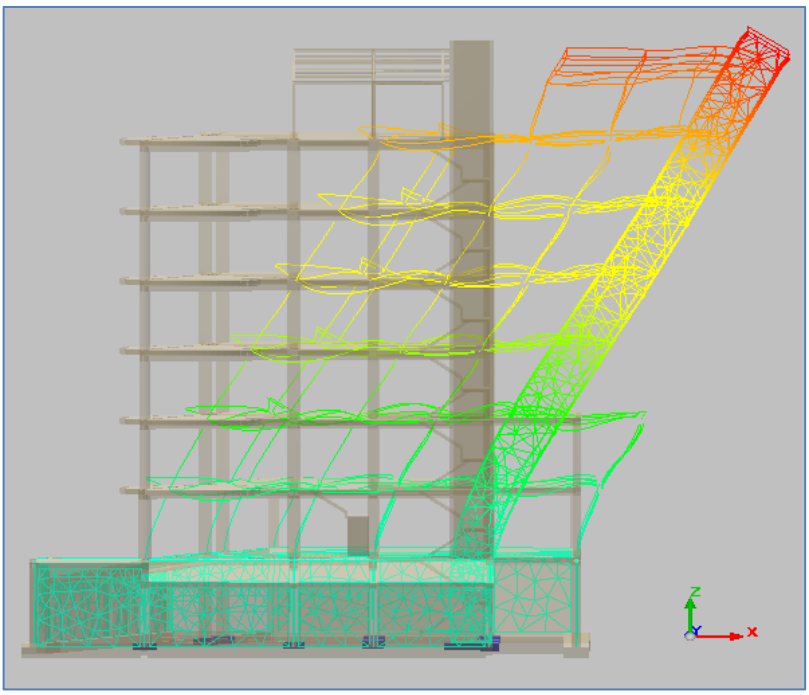
Fuente: Distorsiones de columnas (Hormigón). CYPECAD.

Tabla 2-17. Deriva total máxima (Hormigón).

Desplome total máximo de los pilares ($\Delta_M = 0,75 \cdot R\,\Delta_E$)				$\Delta_{Mmáx}$	√
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas[1]		≤	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
0,0009	0,0003	0,0046	0,0096	0,020	ok
Notas: [1] *Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.*					

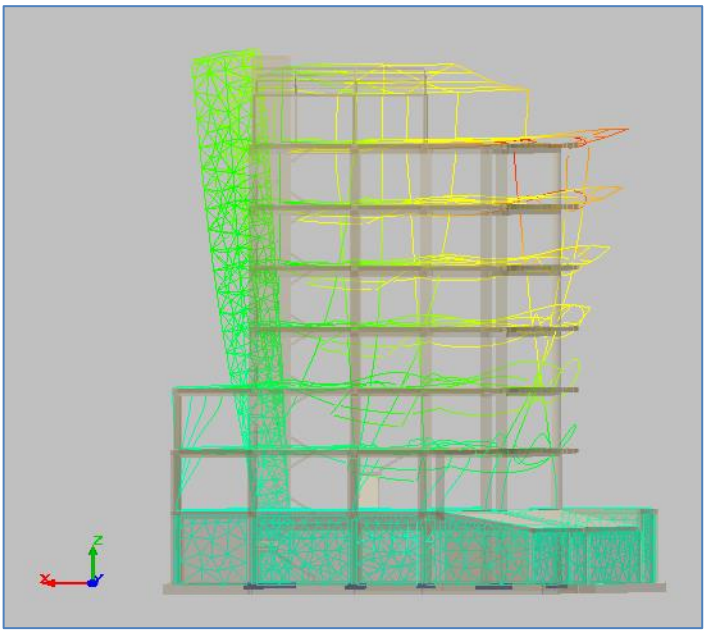
Fuente: Distorsiones de columnas (Hormigón). CYPECAD.

Figura 2-17. Deformada en X (Modo de vibración 2). Hormigón armado.



*Escala de aumento: 100 veces la real
Fuente: CYPECAD.

Figura 2-18. Deformada en Y (Modo de vibración 1). Hormigón armado.



*Escala de aumento: 100 veces la real
Fuente: CYPECAD.

2.3.3.2.2.2 Variante en acero estructural.

Los valores de los desplazamientos para la variante de acero, se obtuvieron mediante el software de cálculo dando los siguientes resultados:

Tabla 2-18. Deriva máxima de cada piso (Acero).

Desplome local máximo de los pilares ($\Delta_M = 0,75 \cdot R\,\Delta_E$)					$\Delta_{Mmáx}$	√
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas[1]		≤	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
N+20,34 6PA	0,0006	0,0005	0,0055	0,0063	0,020	ok
N+17,10 5PA	0,0006	0,0007	0,0058	0,0084	0,020	ok
N+13,86 4PA	0,0006	0,0008	0,0059	0,0097	0,020	ok
N+10,62 3PA	0,0006	0,0009	0,0056	0,0104	0,020	ok
N+7,38 2PA	0,0004	0,0009	0,0046	0,0097	0,020	ok
N+4,14 1PA	0,0003	0,0006	0,0040	0,0063	0,020	ok
N+0,90 PB	0,0009	----	0,0012	0,0001	0,020	ok
Notas: [1] *Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.*						

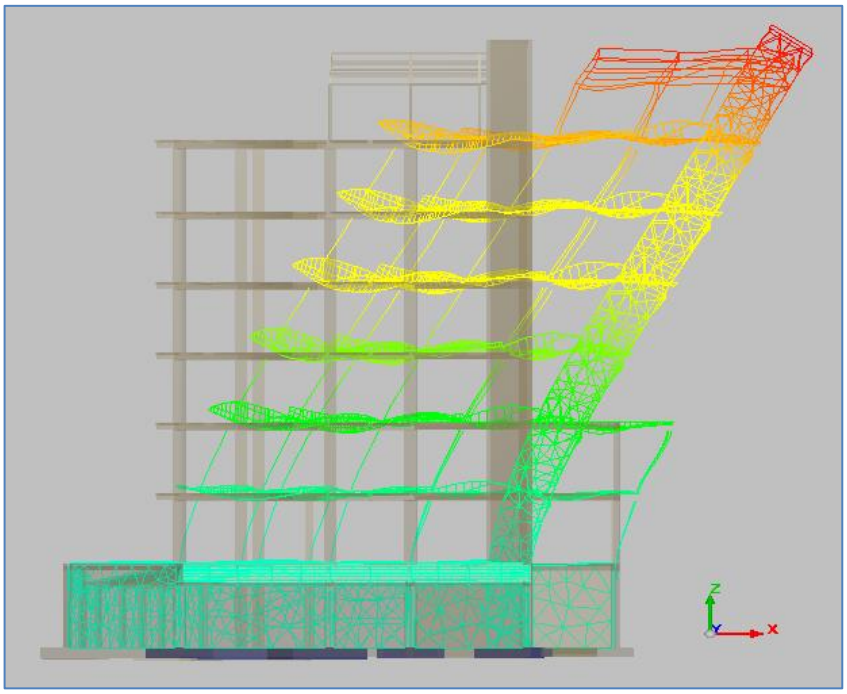
Fuente: Distorsiones de columnas (Hormigón). CYPECAD.

Tabla 2-19. Deriva total máxima (Acero).

Desplome total máximo de los pilares ($\Delta_M = 0,75 \cdot R\,\Delta_E$)				$\Delta_{Mmáx}$	√
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas[1]		≤	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
0,0009	0,0006	0,0041	0,0070	0,020	ok
Notas: [1] *Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.*					

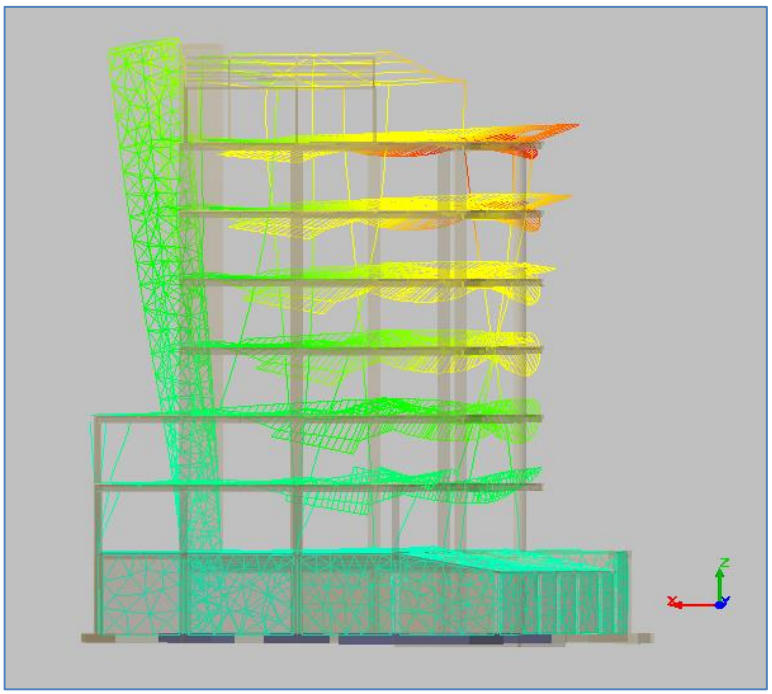
Fuente: Distorsiones de columnas (Hormigón). CYPECAD.

Figura 2-19. Deformada en X (Modo de vibración 2). Metálica.



*Escala de aumento: 100 veces la real
Fuente: CYPECAD.

Figura 2-20. Deformada en Y (Modo de vibración 1). Metálica.



*Escala de aumento: 100 veces la real
Fuente: CYPECAD.

2.3.4 Combinación de cargas

Para realizar el diseño de las estructuras y sus componentes, se deberá considerar los efectos de las cargas incrementadas, para ello se tienen los factores de carga cuyo propósito es el de tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las mismas. Para el diseño del edificio en estudio, se tomarán las recomendaciones de la *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), capítulo 1: Cargas y Materiales, Artículo 1.1.6.3 – Combinaciones de cargas para diseño por última resistencia.*

- COMB1: 1,4D
- COMB2: 1,2D + 1,6L
- COMB3: 1,2D + L + S_x
- COMB4: 1,2D + L + S_y
- COMB5: 0,9D + S_X
- COMB6: 0,9D + S_Y

Donde,

D = Carga permanente.
L = Sobrecarga (carga viva).
S_x = Sismo en la dirección “X”.
S_y = Sismo en la dirección “Y”.

Estas combinaciones corresponden a las combinaciones básicas definidas en la norma, pero además de éstas, mediante el software de cálculo se realizaron una serie de combinaciones, con el objetivo de evaluar de mejor manera la estructura encontrando la condición de esfuerzos más desfavorable.

CYPECAD genera combinaciones de carga normadas de manera "automática", como son: la Carga permanente (formada por el peso propio de los elementos constructivos y las cargas muertas introducidas en cada grupo en todas las plantas), la Sobrecarga de uso (definida en cada grupo en toda la superficie de la planta), el Viento (generado automáticamente para cada dirección X, Y en función de la norma y de las longitudes de fachada definidas), y el Sismo (según la norma).

Con todas las combinaciones definidas, disposiciones de cargas, simultaneidad y modos de combinación (y en función de la norma de acciones, de los materiales utilizados y categorías de uso del edificio) se generan automáticamente todas las combinaciones para los Estados Límite.

Tabla 2-20. Listado de combinaciones de carga[14].

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)	SX	SY
1	1,400	1,400							
2	1,200	1,200							
3	1,200	1,200	1,600						
4	1,200	1,200		1,600					
5	1,200	1,200	0,500	1,600					
6	1,200	1,200			1,600				
7	1,200	1,200	0,500		1,600				
8	1,200	1,200				1,600			
9	1,200	1,200	0,500			1,600			
10	1,200	1,200					1,600		
11	1,200	1,200	0,500				1,600		
12	1,200	1,200						-0,300	-1,000
13	1,200	1,200	0,500					-0,300	-1,000
14	1,200	1,200						0,300	-1,000
15	1,200	1,200	0,500					0,300	-1,000
16	1,200	1,200						-0,300	1,000
17	1,200	1,200	0,500					-0,300	1,000
18	1,200	1,200						0,300	1,000
19	1,200	1,200	0,500					0,300	1,000
20	1,200	1,200						-1,000	-0,300
21	1,200	1,200	0,500					-1,000	-0,300
22	1,200	1,200						1,000	-0,300
23	1,200	1,200	0,500					1,000	-0,300
24	1,200	1,200						-1,000	0,300
25	1,200	1,200	0,500					-1,000	0,300
26	1,200	1,200						1,000	0,300
27	1,200	1,200	0,500					1,000	0,300
28	0,900	0,900							
29	0,900	0,900		1,600					
30	0,900	0,900			1,600				
31	0,900	0,900				1,600			
32	0,900	0,900					1,600		
33	0,900	0,900						-0,300	-1,000
34	0,900	0,900						0,300	-1,000
35	0,900	0,900						-0,300	1,000
36	0,900	0,900						0,300	1,000
37	0,900	0,900						-1,000	-0,300
38	0,900	0,900						1,000	-0,300
39	0,900	0,900						-1,000	0,300
40	0,900	0,900						1,000	0,300

Fuente: Modelo matemático generado en CYPECAD.

En el listado de combinaciones de carga realizado, se analizó la condición establecida al inicio en lo referente al sismo y su dirección de aplicación, asumiendo la ocurrencia simultánea del 100% de la fuerza en un sentido y el 30% en el sentido perpendicular a ella.

[14] Este listado fue empleado para las dos variantes de diseño Hormigón armado y Acero estructural.

A partir de lo desarrollado en este capítulo, se tiene ya definidas las dos variantes de diseño *Hormigón Armado y Acero Estructural* en sus tres aspectos principales. En cuanto a los materiales, se han definido las características y especificaciones técnicas y de calidad que deben cumplir los materiales que se van a emplear; en lo referente a las cargas se definieron y agruparon aquellas que la estructura puede soportar, controlando el cumplimiento del criterio de la deriva de piso; y por último en lo referido a la geometría, básicamente se definieron secciones para los elementos estructurales de las dos variantes, estás secciones son previas a las definitivas que estarán sujetas a cumplir con los diferentes requerimientos de resistencia y demás definidos en las normas.

CAPÍTULO 3

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL

Introducción

El diseño estructural sismo-resistente consiste en el dimensionamiento de los miembros que conforman una estructura una vez que se han calculado las solicitaciones a los que están sometidos, de tal forma que sean capaces de soportarlos de manera satisfactoria. El diseño de una estructura debe cumplir con tres parámetros[15] que son *Seguridad, Costo y Factibilidad*.

"**Seguridad:** Una estructura no solo debe soportar con seguridad las cargas impuestas sino soportarlas en forma tal que las deflexiones y vibraciones resultantes no sean excesivas y alarmen a los ocupantes de ella". (McCormac, Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD, 2012)

"**Costo:** El proyectista siempre debe tener en mente la posibilidad de abatir los costos de la construcción sin sacrificar la resistencia, pudiendo emplear elementos y materiales que no requieran un mantenimiento excesivo a través de los años". (McCormac, Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD, 2012)

"**Factibilidad:** Diseñar estructuras que puedan fabricarse y montarse sin mayores problemas, por ello se debe conocer lo relativo a métodos de fabricación, construcción y montaje. El diseño debe ser lo más razonable, práctico y económico de modo que durante su ejecución facilite el trabajo y evite problemas por tolerancias de error, excesiva variedad de diseños, abastecimientos de material, etc.". (McCormac, Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD, 2012)

Los diseños a realizar van a considerar el criterio de Columna fuerte – Viga débil, en donde primero deben fallar vigas y losas y luego las columnas. En donde se cumple:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

[15] (McCormac, Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD, 2012) pp. 30

“La suma de los momentos nominales a flexión de las columnas que llegan a un nudo, deben ser mayores a la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan a ese nudo”. (ACI 318M-08, 21.6.2.2).

Esto se refiere a reducir la posibilidad de que las columnas que forman parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas entren en fluencia, volviéndose columnas débiles, generándose así un mecanismo de falla que puede llevar al colapso de la estructura. Este criterio, también es trabajado por el AISC 360-10 y el AISI S100-2007.

3.1. Método de diseño: *Estados límite Últimos*[16]

El método de los estados límite consiste básicamente en proyectar una estructura de forma tal que se vea expuesta a una serie de situaciones límite o arriesgadas, y asegurar que con un margen de seguridad razonable la respuesta a cada una de estas situaciones sea superior a la exigencia real, caso contrario una vez superadas dejarían fuera de servicio a la estructura.

Un Estado Límite es una situación caracterizada por una magnitud, tal que de ser rebasada, haría que la estructura dejara de ser apta para su uso, ya sea por ruina estructural total o parcial o por una pérdida significativa de funcionalidad. Pueden ser de dos tipos Estados Límite Últimos (E.L.U.) o Estados Límite de Servicio (E.L.S.)

> ***Estado Límite Último (E.L.U.)*** es un estado límite, que al ser rebasado provocaría que la estructura completa o una parte de la misma puedan colapsar al superar su capacidad resistente, pudiendo causar cuantiosos daños materiales y desgracias personales.
>
> ***Estado Límite de Servicio (E.L.S.)*** es un estado límite, que al ser rebasado provocaría una pérdida de funcionalidad o deterioro de la estructura, pero no constituye un riesgo inminente a corto plazo debido a que este estado límite se hace bajo las cargas normativas de trabajo y no sobre las cargas últimas de diseño, pudiendo ser situaciones reparables.

La definición de cuáles son los estados límites relevantes, es el objeto de las normas de seguridad o especificaciones propias, pero podemos citar los siguientes entre los más típicos:

[16] (Cobo Escamilla, HORMIGÓN PRETENSADO)

Tabla 3-1. Estados límites típicos.

DESIGNACIÓN			SITUACIÓN LÍMITE	NIVEL
ESTADOS LÍMITES Son aquellas situaciones cuya superación, hace que la estructura incumpla algunas de las funciones para las que ha sido proyectada.	**ÚLTIMOS** Dejan fuera de servicio la estructura por colapso o rotura parcial o total. Su superación afecta a la seguridad de las personas.	EQUILIBRIO	Pérdida de estabilidad: vuelco, deslizamiento.	Estructura o pieza
		AGOTAMIENTO POR SOLICITACIONES NORMALES	Agotamiento resistente o deformación plástica excesiva por solicitaciones normales.	Sección
		AGOTAMIENTO POR CORTANTE	Agotamiento resistente o deformación plástica excesiva por cortante.	Sección
		AGOTAMIENTO POR TORSIÓN	Agotamiento resistente o deformación plástica excesiva por torsión.	Sección
		AGOTAMIENTO POR PUNZONAMIENTO	Agotamiento resistente o deformación plástica excesiva por punzonamiento.	Sección
		AGOTAMIENTO POR RASANTE	Agotamiento resistente o deformación plástica excesiva por rasante.	Sección
		INESTABILIDAD	Inestabilidad parcial o total de la estructura o pandeo de alguna pieza.	Estructura o pieza
		FATIGA	Agotamiento por acciones variables repetidas significativas.	Sección
	DE SERVICIO Incumplen requisitos de aspecto funcionalidad o comodidad.	FISURACIÓN	Abertura de fisuras excesiva.	Sección
		DEFORMACIÓN	Movimientos (flechas y/o giros) excesivos.	Estructura o pieza
		VIBRACIONES	Frecuencias de vibración que causan molestias o perjuicios.	Estructura o pieza

Fuente: (Cobo Escamilla & Rodrígez Martín, Hormigón Pretensado, Tema 6)

3.2. Normativas utilizadas

Para el diseño de los elementos estructurales se acataron las disposiciones establecidas en las siguientes normativas y reglamentos:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11
  - Capítulo 1*: Cargas y materiales.*
  - Capítulo 2: *Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente.*
  - Capítulo 4: *Estructuras de hormigón de armado.*
  - Capítulo 5: *Estructuras de acero.*
  - Capítulo 9: *Geotecnia y cimentaciones.*
- Hormigón armado: ACI 318M-08 (USA)
- Acero conformado: AISI S100-2007 (LRFD) (USA)
- Acero laminado: ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (USA)

3.3. Introducción al software de diseño CYPECAD v2014.e

Es un software de cálculo y diseño de estructuras de última generación, con certificación ISO 9001:2000 de la empresa CYPE Ingenieros, la cual se encuentra 20 años en el mercado de diseño de estructuras; con motor de cálculo en base a elementos finitos de lámina gruesa y diseño de elementos estructurales a diferente norma, adecuado en nuestro caso a la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-11.

Licencia del producto: CYPE N° 115297 en versión 2014.1

3.3.1 Análisis y diseño de estructuras de edificación en el software CYPECAD v2014.e

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: columnas, vigas, losas, pantallas H.A., muros, etc.

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad por nudo, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido de la losa, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo. Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).

Se emplea el análisis modal espectral y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo de primer orden, para la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

El proceso de cálculo comienza por la generación de las estructuras geométricas de todos los elementos, formando la matriz de rigidez de la estructura; que al resolverla se obtienen los desplazamientos de todas las variables, comparándolos con un valor normado y por último se obtienen las combinaciones y las envolventes de todas las combinaciones definidas.

Se trabaja en interface con un subprograma orientado al cálculo de estructuras 3D que trabaja de forma independiente de la obra principal; respecto al cálculo de escaleras, se trabaja de la misma forma y sus reacciones se transmiten como cargas lineales uniformes aplicadas sobre la estructura principal.

3.4. Cálculo y diseño estructural en hormigón armado

En la variante de diseño en hormigón armado, se realizó la ingeniería de detalle de las plantas tipo, correspondientes a los niveles N+0,90 y N+10,62; se diseñaron las vigas

pertenecientes a estos niveles, agrupándolas por tipos, de igual forma se diseñaron las columnas de toda la estructura. Se realizó el diseño de la cimentación, muros de sótano y muro del ascensor. Los diseños definitivos se ven en los planos anexados.

Para el diseño de los miembros estructurales, se revisó el cumplimiento de las disposiciones de refuerzo expuestas en la norma (ACI, 318-08) referentes a cuantías mínimas y máximas de refuerzo, las cuales están establecidas en un rango del 1% al 6 % procurando utilizar secciones con cuantía del 2 al 3% recomendado en (NEC-11). Se verificó el cumplimiento de tales normas y sus rangos establecidos sobre espaciamientos mínimos y máximos, recubrimientos mínimos, longitudes de desarrollo, tamaño de los ganchos y disposiciones especiales.

3.4.1 Diseño de columnas[17]

El diseño de columnas de hormigón se realiza a flexión-compresión. Se comprueban de forma secuencial creciente de cuantías los armados definidos, que pueden ser simétricos a dos caras, a cuatro o en un porcentaje de diferencia.

Se comprueba también si todas las combinaciones posibles cumplen dicho armado en función de los esfuerzos. Se establece la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones y se comprueba que con dicho armado no se superan las tensiones del hormigón y del acero ni sus límites de deformación, así como también se controla que se esté dentro de los límites o cuantías mínimas y máximas, tanto geométricas como mecánicas, que, de forma obligada, se cumplirá en el dimensionado de la armadura.

En cuanto al armado en vertical de una columna, se arma tramo a tramo, hacia abajo, de forma que la armadura del tramo de abajo nunca sea inferior a la dispuesta en el tramo inmediatamente superior. Se verifica tanto el armado longitudinal como transversal, según lo siguiente:

a) Acero de refuerzo longitudinal en columnas

Para su distribución fue considerado lo expuesto por ACI 318-08, capítulo 7 y 12, secciones 7.6, 7.10, p.94-100 y 12.3, p.217 donde se hace referencia a los detalles de refuerzo y traslape en la zona de compresión.

b) Acero de refuerzo transversal en columnas

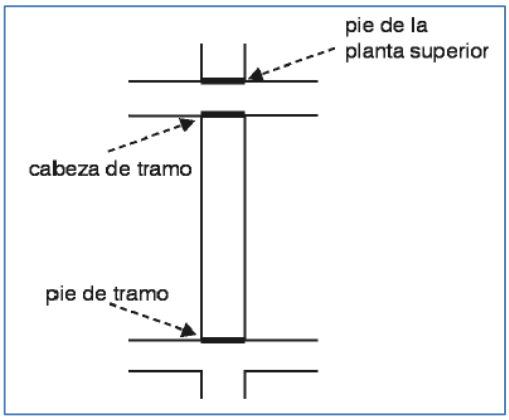
Para su distribución fue considerado lo establecido en ACI 318-08, capítulo 21, sección 21.3, p.343, y capítulo 11, sección 11.4, p.172, donde se hace referencia a la separación

[17] Memoria de Cálculo de CYPECAD (CYPE Ingenieros, 2011)

mínima de estribos, longitud de estribos, etc. y al espaciamiento mínimo de refuerzo para cortante respectivamente.

Las secciones que se comprueban para obtener el armado de una planta son las indicadas en la figura 3-1, cabeza y pie del tramo, y pie del tramo superior.

Figura 3-1. Secciones que se comprueban en una columna.



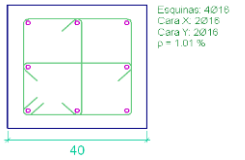
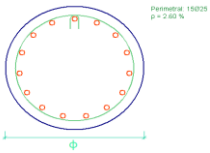
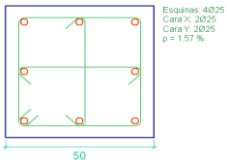
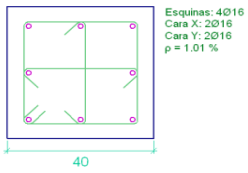
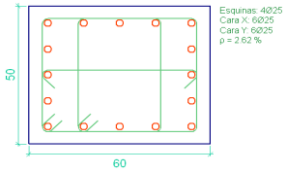
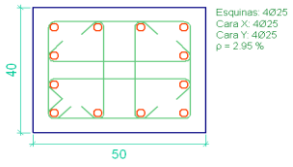
Fuente: Memoria de cálculo – CYPECAD.

El software de diseño permite realizar diversas verificaciones del cumplimiento de esfuerzos referidas al código (ACI, 318-08), para lograr así un mejor aprovechamiento de los elementos estructurales.

> *El listado completo de las verificaciones realizadas para cada elemento estructural se puede revisar en el* ***Anexo 4. Ejemplo Comprobaciones Columna Tipo Hormigón.***

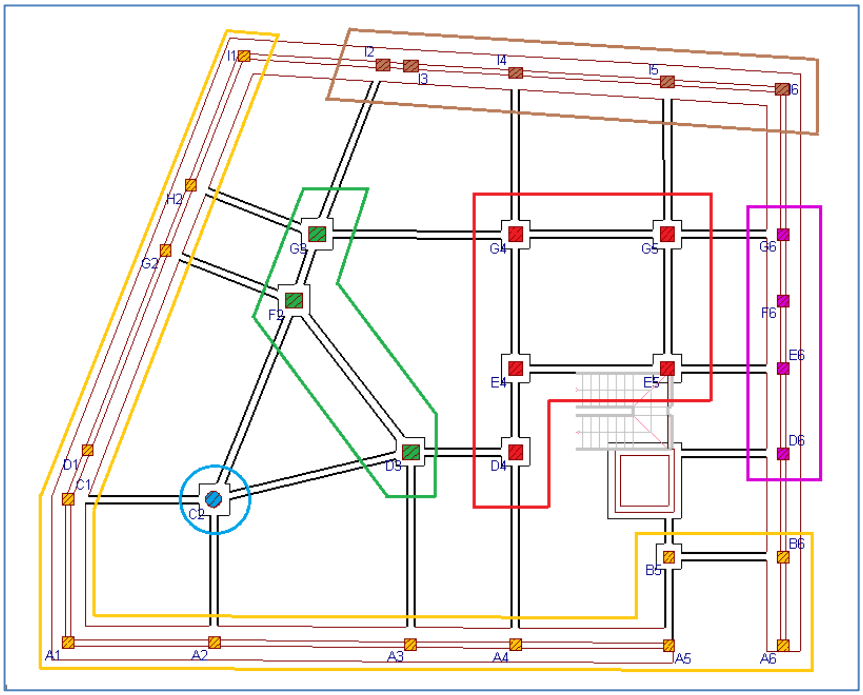
El detalle de los armados se aprecia en los planos correspondientes a esta variante, pero a continuación se muestra un listado resumen un resumen detallando las secciones definitivas, las cuales fueron agrupadas en columnas tipo.

Tabla 3-2. Listado de tipos de columna. Hormigón armado.

Tipo	Nivel	Dimensión		Armado de hierros
		X (cm)	Y (cm)	
TIPO 1 Columnas Muro perimetral	N= +20,34			
	N= +17,10			
	N= +13,86			
	N= +10,62			
	N= +7,38			
	N= +4,14			
	N= +0,90	40	40	
	N= -2,53	40	40	
TIPO 2 C2	N= +20,34	CIRCULAR	φ 50	
	N= +17,10		φ 50	
	N= +13,86		φ 50	
	N= +10,62		φ 50	
	N= +7,38		φ 50	
	N= +4,14		φ 60	
	N= +0,90		φ 60	
	N= -2,53		φ 60	
TIPO 3 G4, G5, E4, E5, D4	N= +20,34	50	50	
	N= +17,10	50	50	
	N= +13,86	50	50	
	N= +10,62	50	50	
	N= +7,38	50	50	
	N= +4,14	50	50	
	N= +0,90	50	50	
	N= -2,53	50	50	
TIPO 4 D6, F6, E6, G6	N= +20,34			
	N= +17,10			
	N= +13,86			
	N= +10,62			
	N= +7,38	40	40	
	N= +4,14	40	40	
	N= +0,90	40	40	
	N= -2,53	40	40	
TIPO 5 F2, G3, D3	N= +20,34	60	50	
	N= +17,10	60	50	
	N= +13,86	60	50	
	N= +10,62	60	50	
	N= +7,38	60	50	
	N= +4,14	60	50	
	N= +0,90	60	50	
	N= -2,53	60	50	
TIPO 6 I4, I5, I6, I2, I3	N= +20,34			
	N= +17,10			
	N= +13,86			
	N= +10,62			
	N= +7,38			
	N= +4,14	50	40	
	N= +0,90	50	40	
	N= -2,53	50	40	

Fuente: CYPECAD.

Figura 3-2. Esquema de distribución de tipos de columnas. Hormigón Armado.



Fuente: CYPECAD.

3.4.2 Diseño de vigas[18]

El diseño de la armadura se determina efectuando un cálculo a flexión simple en, al menos, 14 puntos de cada tramo de viga, delimitado por los elementos que contacta, ya sean viguetas, losas macizas o nervadas. En cada punto, y a partir de las envolventes de momentos flectores, se determina la armadura necesaria tanto superior como inferior (de tracción y compresión según el signo de los momentos) y se comprueba con los valores mínimos geométricos y mecánicos de la norma. Se determina para las envolventes, sísmicas y no sísmicas y se coloca la mayor cuantía obtenida de ambas.

La cantidad de acero requerida en las vigas para soportar las solicitaciones a la que está sometida, se distribuye de la siguiente manera:

- Armadura longitudinal por flexión
  - Armadura inferior
  - Armadura superior
    - Refuerzo superior
    - Armadura de refuerzo adicional
- Armadura longitudinal por torsión (Armadura de piel)
- Armadura transversal (Estribos)

[18] Memoria de Cálculo de CYPECAD (CYPE Ingenieros, 2011)

Para la revisión del armado tanto longitudinal como transversal se verifica lo siguiente:

a) Acero de refuerzo longitudinal en vigas

Para su distribución fue considerado lo establecido por ACI 318–08, capítulo 12, secciones 12.1, 12.2, 12.3, 12.4 y 12.5, p.214-220 con respecto a espaciamientos mínimos y máximos, recubrimientos mínimos, longitudes de desarrollo, tamaños de los ganchos, etc.

b) Acero de refuerzo transversal en vigas

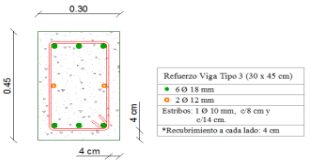
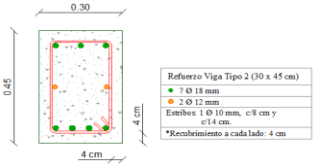
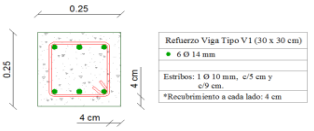
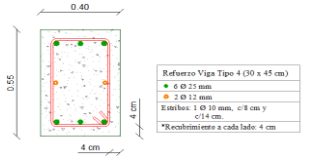
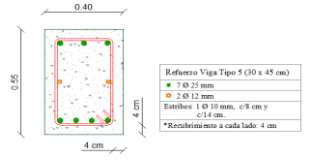
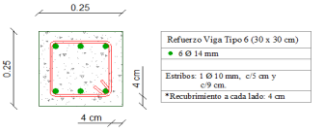
Para su distribución fue considerado lo establecido por ACI 318-08, capítulo 21, sección 21.3, 21.5, 21.6 y 21.7, p.343 -360, donde se hace referencia a la separación mínima de estribos, longitud de estribos, etc. y al espaciamiento mínimo de refuerzo para cortante.

El software de diseño permite realizar diversas verificaciones del cumplimiento de esfuerzos referidas al código (ACI, 318-08), para lograr así un mejor aprovechamiento de los elementos estructurales.

> *El listado completo de las verificaciones realizadas para cada elemento estructural se puede revisar en el Anexo 5. Ejemplo Comprobaciones Viga Tipo Hormigón.*

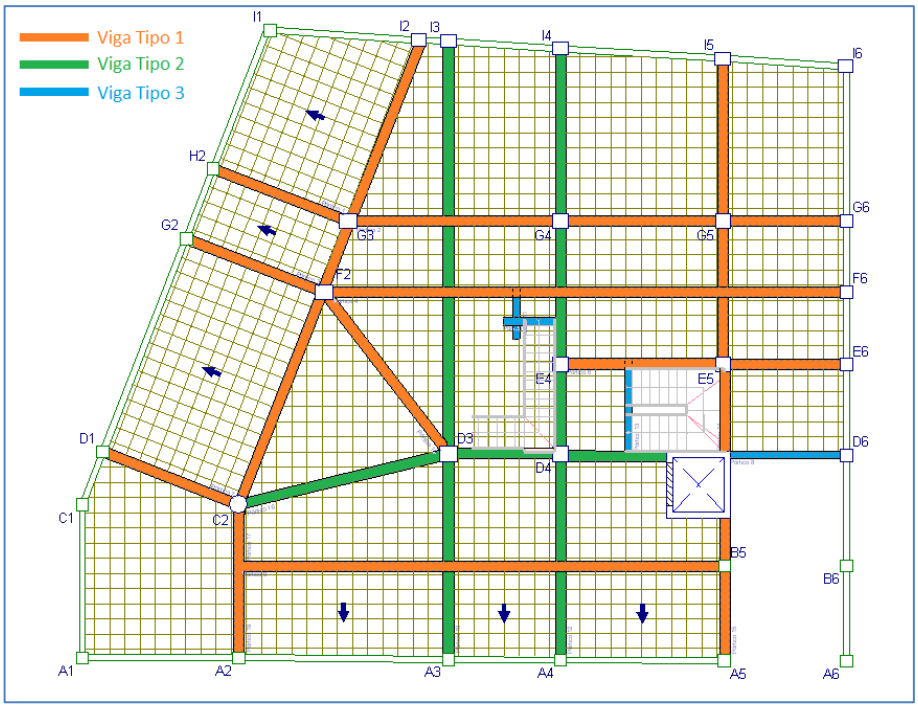
El detalle de los armados se aprecia en los planos correspondientes a esta variante, pero a continuación se muestra un listado resumen de los tipos de vigas definitivos:

Tabla 3-3. Listado de tipos de Viga. Hormigón armado.

	TIPO	NIVEL	Dimensión X (cm)	Dimensión Y (cm)	Armado de hierros
PLANTA TIPO N+0.90	TIPO 1 Pórticos: 1,2,3,4,6,7,9, 15,17,18,19	N= +20,34			 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10			
		N= +13,86			
		N= +10,62			
		N= +7,38	30	45	
		N= +4,14	30	45	
		N= +0,90	30	45	
		N= -2,53			
	TIPO 2 Pórticos: 10,12,16	N= +20,34			 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10			
		N= +13,86			
		N= +10,62			
		N= +7,38	30	45	
		N= +4,14	30	45	
		N= +0,90	30	45	
		N= -2,53			
	TIPO 3 Vigas de borde y cosido de escaleras	N= +20,34			 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10			
		N= +13,86			
		N= +10,62			
		N= +7,38	30	45	
		N= +4,14	30	45	
		N= +0,90	30	45	
		N= -2,53			
PLANTA TIPO N+10.62	TIPO 4 Pórticos 2,3,6,9, 10,13,16	N= +20,34	40	55	 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10	40	55	
		N= +13,86	40	55	
		N= +10,62	40	55	
		N= +7,38			
		N= +4,14			
		N= +0,90			
		N= -2,53			
	TIPO 5 Pórticos 4,14	N= +20,34	40	55	 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10	40	55	
		N= +13,86	40	55	
		N= +10,62	40	55	
		N= +7,38			
		N= +4,14			
		N= +0,90			
		N= -2,53			
	TIPO 6 Vigas de borde y cosido de escaleras	N= +20,34	40	55	 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10	40	55	
		N= +13,86	40	55	
		N= +10,62	40	55	
		N= +7,38			
		N= +4,14			
		N= +0,90			
		N= -2,53			

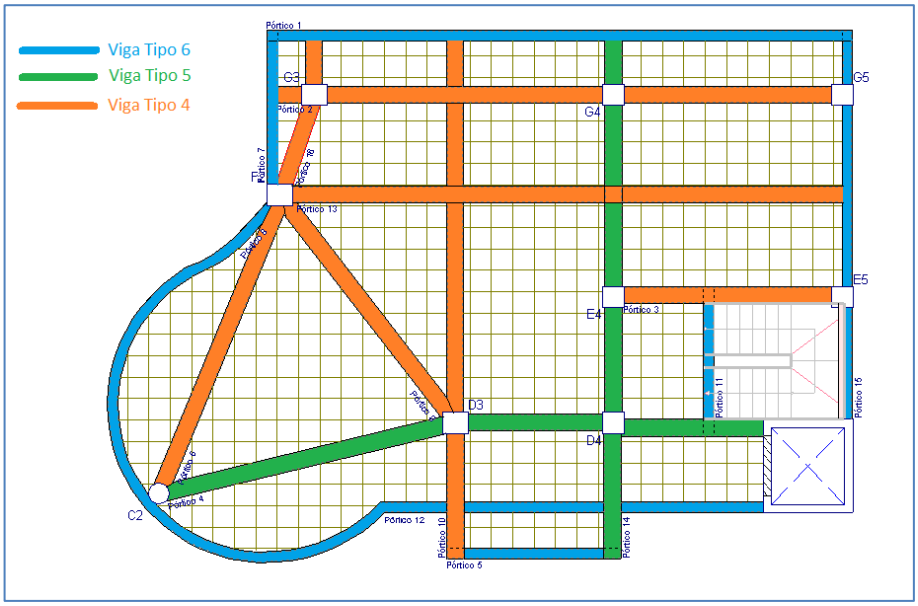
Fuente: CYPECAD.

Figura 3-3. Esquema de distribución de vigas tipo en planta tipo N+0,90. Hormigón Armado.



Fuente: CYPECAD.

Figura 3-4. Esquema de distribución de vigas tipo en planta tipo N+10,62. Hormigón Armado.



Fuente: CYPECAD.

3.4.3 Diseño de Losa nervada.

Para el análisis de losas se conoce los momentos flectores en dos direcciones y el momento torsor, en cada nudo de la malla, a partir de los cuales se obtiene el área necesaria superior e inferior en cada dirección, que se especifica por metro de ancho. Se asume un valor homogéneo y comparable en todos los nudos.

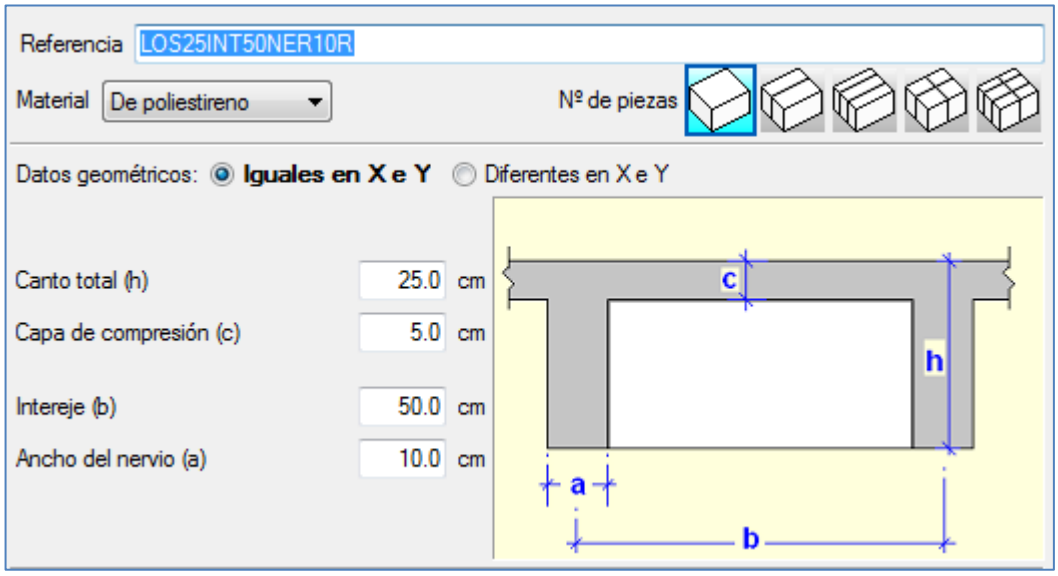
Para la armadura transversal de las losas, no se han considerado macizos alrededor de las columnas porque son vigas descolgadas de altura similar a la altura de la losa, por lo que el efecto de punzonamiento es asumido por la viga. Esto permite generar una estructura mucho más dúctil, es decir, de cierta forma más flexible ante los efectos sísmicos.

El área de acero requerida en la losa comprende armadura longitudinal superior e inferior y armadura transversal superior e inferior y las longitudes de anclaje de estas armaduras se miden a partir del borde de apoyo con la losa y se revisó que las longitudes crucen toda la viga y queden correctamente ancladas.

Para su diseño y refuerzo fue considerado lo establecido por (ACI, 318-08), capítulo 13, secciones 13.3, 13.5, y 13.6, p.245-260 con respecto a procedimientos de diseño y colocación de refuerzos en losas en dos direcciones.

Del prediseño, se determinó el peralte de la losa, el alivianamiento a usar son casetones de poliestireno, teniendo las siguientes características definitivas:

Figura 3-5. Características de losa nervada.



Fuente: CYPECAD.

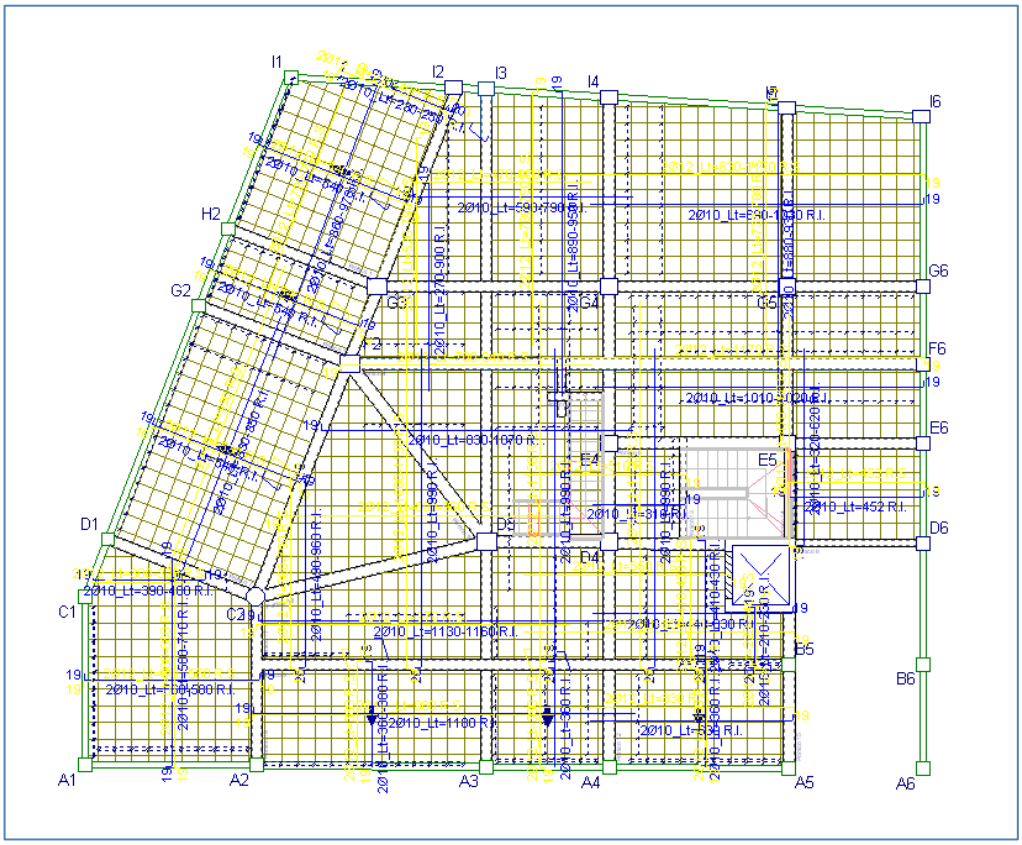
El armado definitivo tanto longitudinal como transversal empleado en las losas tipo, se detalla a continuación:

Tabla 3-4. Armado de Losas tipo

	TIPO	LOSA N+0,90	LOSA N+10,62
Armadura Superior	Longitudinal	2φ12	2φ14
	Transversal	2φ12	2φ14
Armadura Inferior	Longitudinal	2φ10	2φ12
	Transversal	2φ10	2φ12

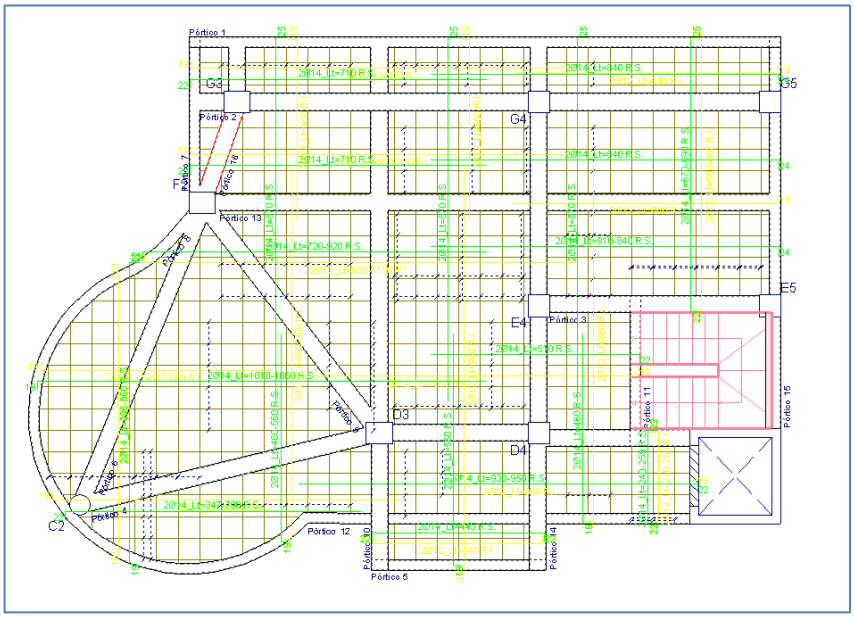
Fuente: CYPECAD.

Figura 3-6. Esquema del armado de losa tipo N+0,90, Hormigón Armado.



Fuente: CYPECAD.

Figura 3-7. Esquema del armado de losa tipo N+10,62, Hormigón Armado.



Fuente: CYPECAD.

3.4.4 Diseño de cimentaciones.

Los elementos empleados para la cimentación de este edificio son zapatas aisladas, zapatas corridas bajo muros y vigas de atado.

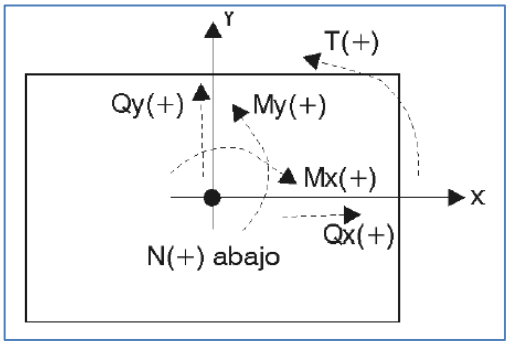
- **Zapata aislada:** Se considera como un sólido rígido con un apoyo, cuya vinculación en cada dirección es un apoyo empotrado cuando le llega una viga de atado o ninguna viga.
- **Zapata corrida bajo muro:** Se define como un sólido rígido con un apoyo que, en el sentido transversal, se considera articulado si le llegan vigas y/u otros muros, y, en el sentido longitudinal, empotrado.
- **Viga de atado:** Se considera como una barra con sus dimensiones y sus extremos articulados que llegan hasta el eje que pasa por el centro del elemento al que arriostran.

3.4.4.1 Zapatas aisladas

Las cargas transmitidas por las columnas se transportan al centro de la zapata obteniendo su resultante. Los esfuerzos transmitidos pueden ser:

- N: axial
- Mx: momento x
- My: momento y
- Qx: cortante x
- Qy: cortante y
- T: torsor

Figura 3-8. Esquema de esfuerzos transmitidos a las zapatas.



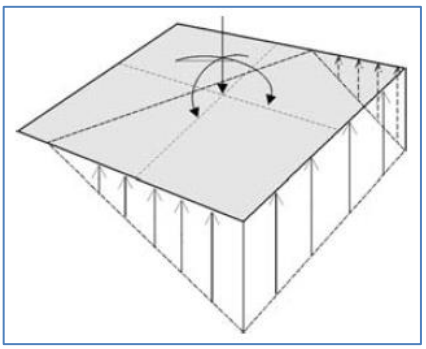
Fuente: Memoria de cálculo – CYPECAD.
Elaboración: CYPE Ingenieros S.A.

Las hipótesis consideradas son: *Peso propio, Sobrecarga, Viento y Sismo*; y los estados a comprobar son: *Tensiones sobre el terreno, Equilibrio y Hormigón (flexión y cortante).*

a) Tensiones sobre el terreno

Se supone una ley de deformación plana para la zapata, por lo que se obtendrán, en función de los esfuerzos, tensiones sobre el terreno de forma trapecial. La resultante debe quedar dentro de la zapata, de lo contrario no habrá equilibrio.

Figura 3-9. Esquema de tensiones sobre el terreno.



Fuente: Memoria de cálculo – CYPECAD.
Elaboración: CYPE Ingenieros S.A.

Se comprueba que:

- La tensión media no supere la del terreno.
- La tensión máxima en borde no supere a la del terreno definida para cada situación incrementada en el tanto por ciento (%) indicado para las combinaciones:
  - gravitatoria: 25 %
  - con viento: 25 %
  - con sismo: 25 %

b) Estados de equilibrio

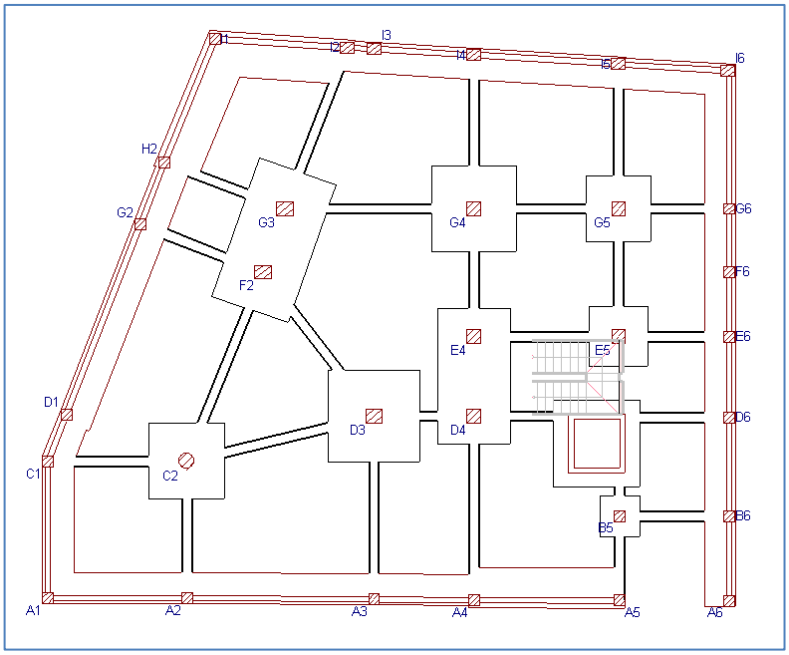
Se debe verificar las condiciones de estabilidad de la zapata.

c) Estados de hormigón

Se debe verificar la flexión de la zapata y las tensiones tangenciales.

Para definir las características tanto geométricas como del armado del refuerzo se sigue lo establecido por ACI 318–08, capítulo 15, secciones 15.3, 15.4, 15.5, 15.6 y 15.6, p.273-280 con respecto a las cargas y reacciones que llegan, momentos, cortantes, altura mínima de la zapata y detalles de refuerzo,, separaciones mínimas, etc.

Figura 3-10. Esquema distribución de las zapatas. Hormigón armado.



Fuente: CYPECAD.

El armado dispuesto en las zapatas se mantiene todas, claro que con la variante geométrica correspondiente a cada una como se revisa a continuación:

Tabla 3-5. Listado de zapatas aisladas y sus dimensiones. Hormigón armado.

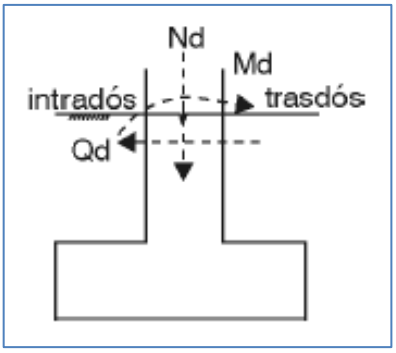
ZAPATA AISLADAS	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)
Referencia: B5	1,50	1,50	0,50
Referencia: C2	2,80	2,80	0,50
Referencia: D3	3,40	3,40	0,50
Referencia: E5	2,20	2,20	0,50
Referencia: G4	3,20	3,20	0,50
Referencia: G5	2,40	2,40	0,50
Referencia: (D4-E4)	5,00	2,70	0,50
Referencia: (G3-F2)	5,40	3,00	0,50
Referencia: (ASCENSOR)	3,20	3,20	0,40

Fuente: CYPECAD.

3.4.4.2 Zapata corrida bajo muro

Este tipo de zapata se usa para muros de sótano y muros portantes. Se tienen tres tipos de zapatas: c*on vuelos a ambos lados, con vuelo a la izquierda y con vuelo a la derecha*.

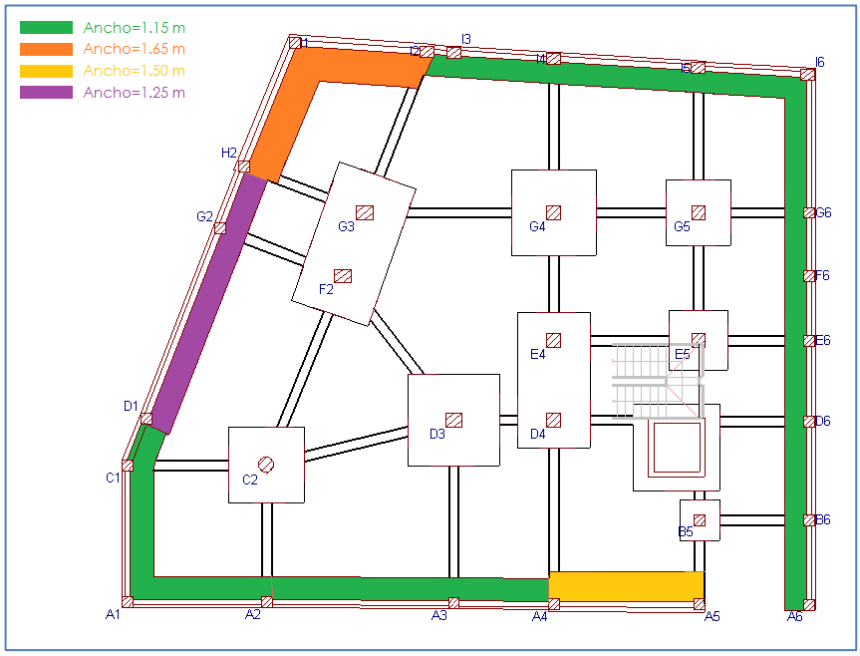
Figura 3-11. Esquema de esfuerzos transmitidos a la zapata corrida.



Fuente: Memoria de cálculo – CYPECAD.
Elaboración: CYPE Ingenieros S.A.

Se aplica el mismo procedimiento que para una zapata aislada con la única diferencia en la forma de aplicar las cargas. Mientras que en una columna las cargas se aplican en su centro-eje geométrico, en un muro se convierte la resultante en una ley de tensiones aplicadas a lo largo de la base del muro.

Figura 3-12. Esquema distribución zapatas corridas. Hormigón armado.



Fuente: CYPECAD.

Tabla 3-6. Listado de zapatas corridas y sus dimensiones. Hormigón armado.

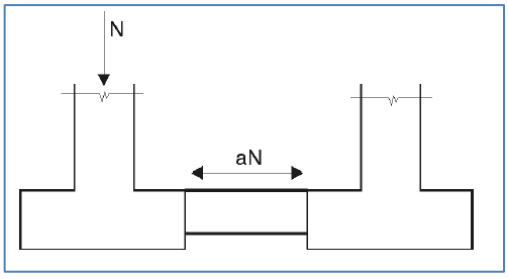
ZAPATA CORRIDA	ANCHO (m)	ALTURA (m)
Referencia: M6	1,15	0,40
Referencia: M7		
Referencia: M15		
Referencia: M11	1,15	0,40
Referencia: M12		
Referencia: M13		
Referencia: M10		
Referencia: M16		
Referencia: M22	1,25	0,40
Referencia: M17		
Referencia: M14	1,50	0,40
Referencia: M1	1,65	0,40
Referencia: M23		
LONGITUD TOTAL	**87,23**	

Fuente: CYPECAD.

3.4.4.3 Vigas de atado

Las vigas de atado sirven para arriostrar las zapatas, absorbiendo los esfuerzos horizontales por la acción del sismo. A partir del axil máximo, se multiplica por la aceleración sísmica de cálculo 'a' (no menor que 0,05), y estos esfuerzos se consideran de tracción y compresión (a · N).

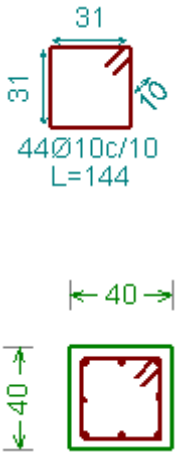
Figura 3-13. Esquema de esfuerzo para las vigas de atado.



Fuente: Memoria de cálculo – CYPECAD.
Elaboración: CYPE Ingenieros S.A.

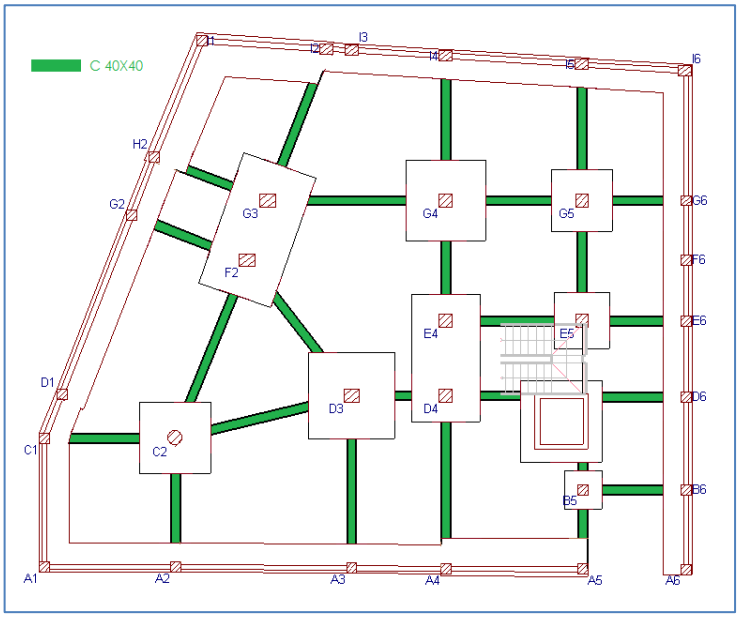
Para el dimensionamiento de estos elementos, se siguen las mismas consideraciones de las vigas regulares en cuanto a cuantías de armaduras longitudinales y transversales. En la tabla 3-7 se muestra el listado de secciones de las vigas de atado.

Tabla 3-7. Listado de vigas de atado y sus dimensiones. Hormigón armado.

VIGAS DE ATADO	BASE (m)	ALTURA (m)	SECCION
Referencia: [A3 - D3]	40	40	
Referencia: [(G3-F2) - G2]	40	40	
Referencia: [(G3-F2) - H2]	40	40	
Referencia: [(G3-F2) - I2]	40	40	
Referencia: [D3 - (G3-F2)]	40	40	
Referencia: [(ASCENSOR) - D6]	40	40	
Referencia: [C1 - C2]	40	40	
Referencia: [A2 - C2]	40	40	
Referencia: [C2 - D3]	40	40	
Referencia: [C2 - (G3-F2)]	40	40	
Referencia: [G4 - I4]	40	40	
Referencia: [(G3-F2) - G4]	40	40	
Referencia: [G5 - I5]	40	40	
Referencia: [G5 - G6]	40	40	
Referencia: [G4 - G5]	40	40	
Referencia: [E5 - E6]	40	40	
Referencia: [E5 - G5]	40	40	
Referencia: [B5 - (ASCENSOR)]	40	40	
Referencia: [B5 - B6]	40	40	
Referencia: [A5 - B5]	40	40	
Referencia: [A4 - (D4-E4)]	40	40	
Referencia: [D3 - (D4-E4)]	40	40	
Referencia: [(D4-E4) - (ASCENSOR)]	40	40	
Referencia: [(D4-E4) - G4]	40	40	
Referencia: [(D4-E4) - E5]	40	40	

Fuente: CYPECAD.

Figura 3-14. Esquema de distribución de los tipos de vigas de atado. Hormigón armado.



Fuente: CYPECAD.

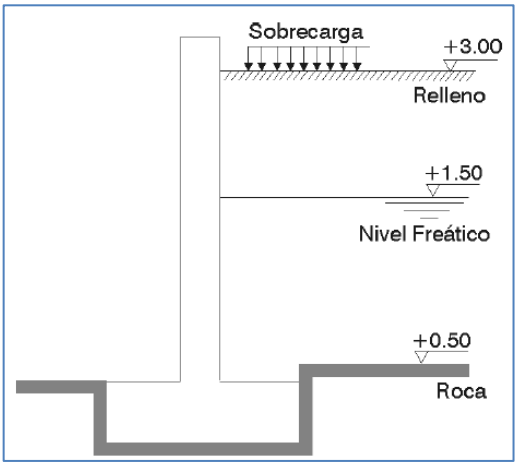
Para revisar el listado de comprobaciones realizadas para verificar el cumplimiento de las zapatas, *ver Anexo 6. Ejemplo de comprobaciones – cimentación.*

3.4.5 Diseño de Muros de sótano

3.4.5.1 Muros de sótano de hormigón armado

Su uso común es para la construcción de un muro perimetral de sótano con una doble función: resistir los empujes del terreno y soportar las cargas transmitidas por la estructura a la cimentación.

Figura 3-15. Esquema de empujes en los muros de sótano.

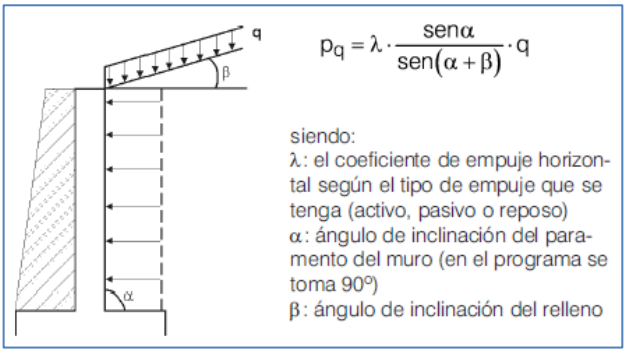


Fuente: Memoria de cálculo – CYPECAD.
Elaboración: CYPE Ingenieros S.A.

a) Empujes producidos por una sobrecarga uniformemente repartida

El empuje horizontal que produce una sobrecarga uniformemente repartida *q* por unidad de longitud siguiendo el método de Coulomb.

Figura 3-16. Empuje sobrecarga uniformemente repartida.

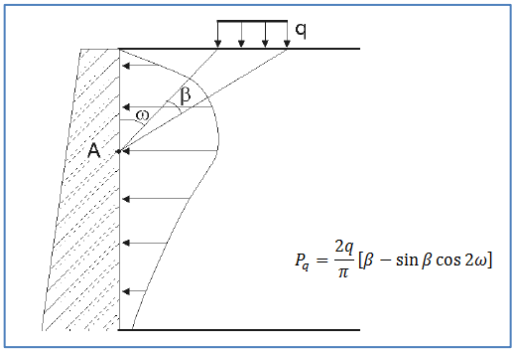


Fuente: Memoria de cálculo – CYPECAD.
Elaboración: CYPE Ingenieros S.A.

b) Empujes producidos por una carga en banda paralela a la coronación

El empuje horizontal que produce una sobrecarga en banda para el caso de trasdós vertical siguiendo la Teoría de la Elasticidad:

Figura 3-17. Empuje carga en banda paralela.



Fuente: Memoria de cálculo – CYPECAD.
Elaboración: CYPE Ingenieros S.A.

Como los esfuerzos varían en los distintos puntos, ya sea por los empujes, o por las cargas transmitidas por vigas, losas y columnas, se producen concentraciones de esfuerzos que son mayores en determinadas zonas, como es el encuentro con la losa o en el arranque o intersección con otros muros. Calculados los esfuerzos y para cada combinación, se comprueban en cada cara de armado tanto en vertical como en horizontal las tensiones y deformaciones del hormigón y del acero para la armadura dispuesta.

Para su diseño y refuerzo fue considerado lo establecido por ACI 318–08, capítulo 14, secciones 14.3, 14.4, y 14.5, p.265-269 con respecto a sus procedimientos de diseño y colocación de refuerzo mínimo, etc.

Cuando se trabaja con armados superiores a Ø12, se suele colocar armado transversal, que son ramas de atado entre las armaduras de las caras colocadas por montaje y seguridad frente al pandeo local de las barras.

Tabla 3-8. Armado tipo del muro de sótano. Hormigón armado.

Referencia: M7	Lado	Espesores	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.
Fundación - N+0,90 PB	Externo Interno	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø12c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %

Fuente: CYPECAD.

Este armado, se repite en todo el perimetro del sótano. Corresponde al armado de la pantalla de los muros, el armado de las zapatas se detalló anteriormente bajo la sección *3.4.4.2. Zapatas corridas bajo muro.*

3.4.5.2 Muros portantes (pantallas) de hormigón armado.

Este tipo de muro, fue el empleado para el ducto del ascensor. Se diseñó como “muros de sótano de hormigón armado” pero sin empujes, por lo que se convierte en una pared portante, como una pantalla a efectos de resistir cargas verticales y horizontales. La unión de los muros y las losas se considera en general como empotrada. Y para su dimensionado seguimos las mismas consideraciones que para los muros de sótano.

Tabla 3-9. Armado tipo del muro de ascensor. Hormigón armado.

Referencia: M21	Lado	Espesor	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.
Fundación - N+0,90 PB	Exterior Interior	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+0,90 PB - N+4,14 1PA	Exterior Interior	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+4,14 1PA - N+7,38 2PA	Exterior Interior	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+7,38 2PA - N+10,62 3PA	Exterior Interior	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+10,62 3PA -N+13,86 4PA	Exterior Interior	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+13,86 4PA -N+17,10 5PA	Exterior Interior	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+17,10 5PA -N+20,34 6PA	Exterior Interior	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+20,34 6PA -N+24,98 CUB ASC	Exterior Interior	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %

Fuente: CYPECAD.

Este armado, se repite para las cuatro caras del ducto del ascensor. Corresponde al armado de la pantalla de los muros y su zapata se revisó anteriormente bajo la sección *3.4.4.1. Zapatas aisladas.*

Para ver los detalles de armado, de los muros y su cimentación se pueden revisar los planos anexados para esta variante.

3.5. Cálculo y diseño estructural en metal

En la variante de diseño en metal, se realizó la ingeniería de detalle de las plantas tipo, correspondientes a los niveles N+0,90 y N+10,62; se diseñaron las vigas pertenecientes a estos niveles, agrupándolas por tipos, de igual forma se diseñaron las columnas de toda la estructura. Se realizó el diseño de la cimentación, muros de sótano y muro del ascensor en hormigón armado, siguiendo los lineamientos empleados anteriormente. Los diseños definitivos se ven en los planos anexados.

Para el diseño de los miembros estructurales, se revisó el cumplimiento de las disposiciones expuestas en la norma (AISC 360-10) para perfiles laminados, además se consideró lo expuesto en (NEC-11, NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. CAPÍTULO 5: Estructuras de Acero, 2011).

3.5.1 Diseño de columnas[19]

Las columnas metálicas, se calculan de acuerdo a la norma seleccionada para el tipo de acero, ya sea laminado o conformado. Se verifica que los perfiles seleccionados para las columnas cumplan con las solicitaciones que soporta. Las placas de anclaje se diseñan en la sección de cimentaciones.

Para el diseño de columnas se sigue lo establecido en ANSI/AISC 360-10 capítulo E, secciones E2, E3, E4, p.98-109; capítulo F, secciones F3, F4, F5, F7 Y F8, p.114-130; capítulo G, secciones G2, G5, G6, p.137-143; capítulo H, secciones H1, H3, p.144-150; capítulo J, donde se hace referencia al diseño de miembros a compresión, flexión, corte y torsión, y diseño de conexiones respectivamente.

Las columnas correspondientes a los muros de sótano se diseñaron en hormigón armado, bajo los lineamientos del (ACI, 318-08) revisados anteriormente.

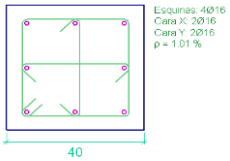
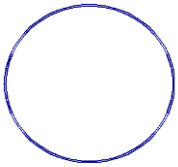
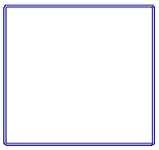
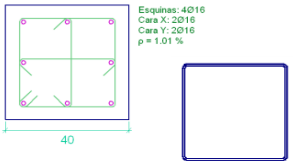
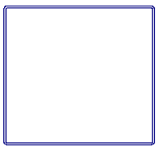
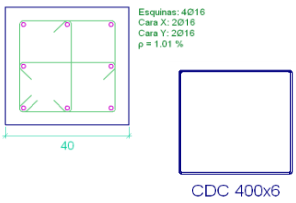
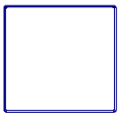
El software de diseño permite realizar diversas verificaciones del cumplimiento de esfuerzos referidas al código (AISC 360-10), para lograr así un mejor aprovechamiento de los elementos estructurales.

> *El listado completo de las verificaciones realizadas para cada elemento estructural se puede revisar en el Anexo 7. Ejemplo Comprobaciones Columna Tipo Metal.*

El detalle de los armados se aprecia en los planos correspondientes a esta variante, pero a continuación se muestra un listado resumen detallando las secciones definitivas, las cuales fueron agrupadas en columnas tipo.

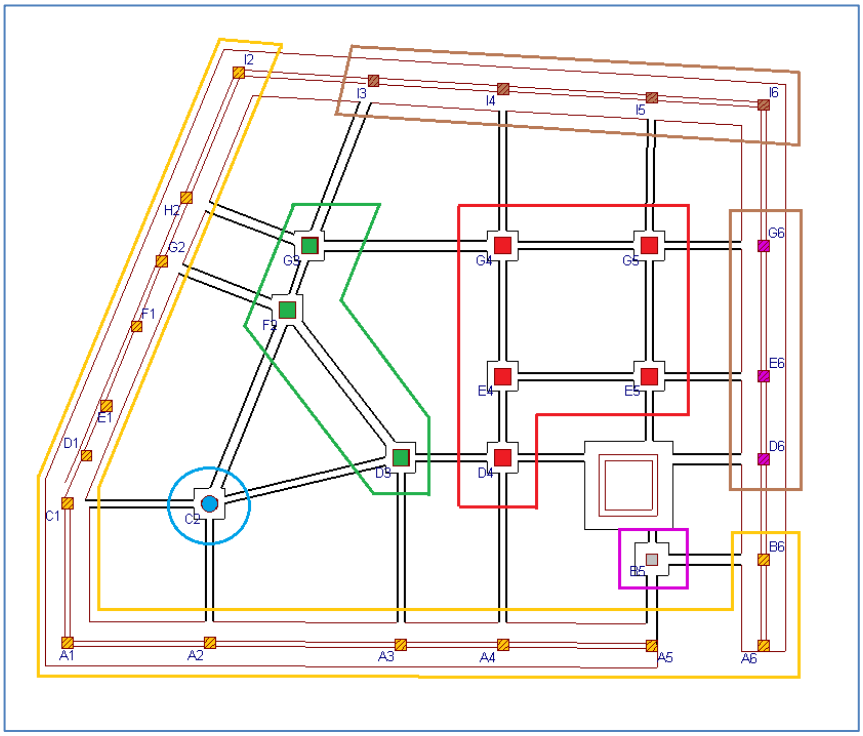
[19] Memoria de Cálculo de CYPECAD (CYPE Ingenieros, 2011)

Tabla 3-10. Listado de tipos de Columnas. Metálica.

Tipo	Nivel	Dimensión		Sección
		PERFIL (mm)	Espesor (mm)	
TIPO 1 Columnas Muro perimetral	N= +20,34			 Hasta nivel +0.90 es hormigón
	N= +17,10			
	N= +13,86			
	N= +10,62			
	N= +7,38			
	N= +4,14			
	N= +0,90	40	40	
	N= -2,53	40	40	
TIPO 2 C2	N= +20,34	ϕ 600	4	 TC 600x e
	N= +17,10		4	
	N= +13,86		6	
	N= +10,62		6	
	N= +7,38		8	
	N= +4,14		8	
	N= +0,90		8	
	N= -2,53		8	
TIPO 3 G4, G5, E4, E5, D4	N= +20,34	600x600	4	 CC 600x600xe
	N= +17,10		4	
	N= +13,86		6	
	N= +10,62		6	
	N= +7,38		8	
	N= +4,14		8	
	N= +0,90		8	
	N= -2,53		8	
TIPO 4 D6, E6, G6	N= +20,34			 Hasta nivel +0.90 es hormigón
	N= +17,10			
	N= +13,86			
	N= +10,62			
	N= +7,38	300x300	6	
	N= +4,14		6	
	N= +0,90		6	
	N= -2,53	40	40	
TIPO 5 F2, G3, D3	N= +20,34	600x600	6	 CC 600x600xe
	N= +17,10		6	
	N= +13,86		8	
	N= +10,62		8	
	N= +7,38		10	
	N= +4,14		10	
	N= +0,90		10	
	N= -2,53		10	
TIPO 6 I3, I4, I5, I6	N= +20,34			 Hasta nivel +0.90 es hormigón
	N= +17,10			
	N= +13,86			
	N= +10,62			
	N= +7,38			
	N= +4,14	400x400	6	
	N= +0,90		6	
	N= -2,53	40	40	
TIPO 7 B5	N= +20,34			 CDC 400x6
	N= +17,10			
	N= +13,86			
	N= +10,62			
	N= +7,38			
	N= +4,14			
	N= +0,90	400x400	6	
	N= -2,53		6	

Fuente: CYPECAD.

Figura 3-18. Esquema de distribución de tipos de columnas. Metálica.



Fuente: CYPECAD.

3.5.2 Diseño de vigas[20]

Se dimensionan a flexión simple, y se aplica como criterio los límites de la normativa y los límites de flecha.

Para el diseño de vigas se sigue lo establecido en ANSI/AISC 360-10 capítulo F, secciones F3, F4, F5, F7 Y F8, p.114-130; capítulo G, secciones G2, G5, G6, p.137-143; capítulo H, secciones H1, H3, p.144-150; capítulo J, donde se hace referencia al diseño de miembros a flexión, corte y torsión, y diseño de conexiones respectivamente.

El diseño de vigas metálicas comprende vigas principales y vigas secundarias, la distribución de las mismas se hizo acorde la placa colaborante selecciona, con separaciones constantes de aproximadamente 1,50m.

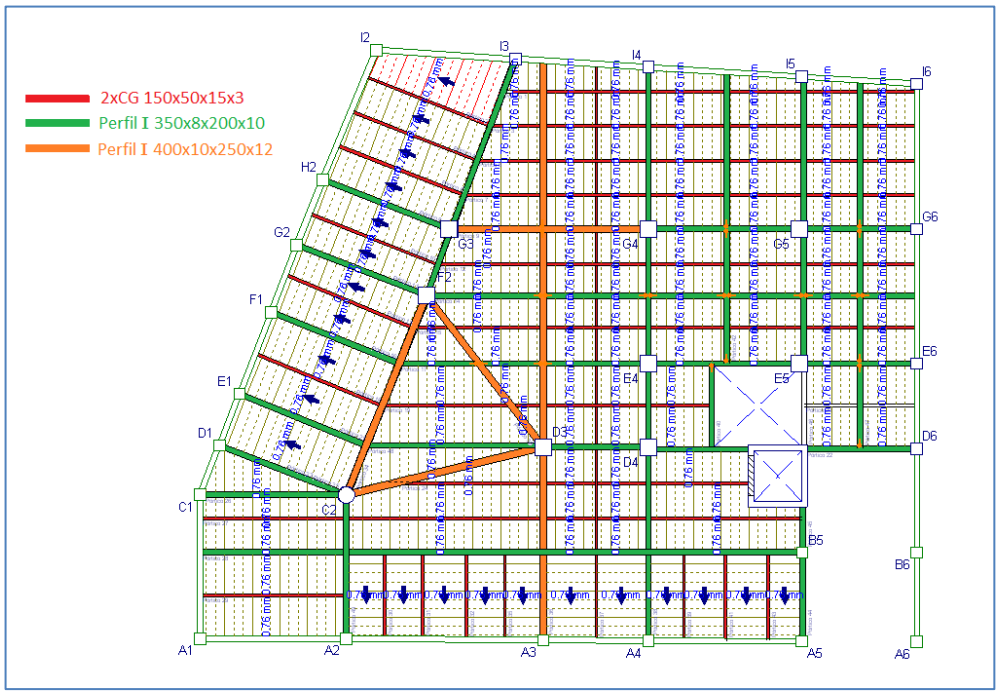
El software de diseño permite realizar diversas verificaciones del cumplimiento de solicitaciones referidas al código (AISC 360-10), para lograr así un mejor aprovechamiento de los elementos estructurales.

> *El listado completo de las verificaciones realizadas para cada elemento estructural se puede revisar en el Anexo 8. Ejemplo Comprobaciones Viga Tipo Metal.*

[20] Memoria de Cálculo de CYPECAD (CYPE Ingenieros, 2011)

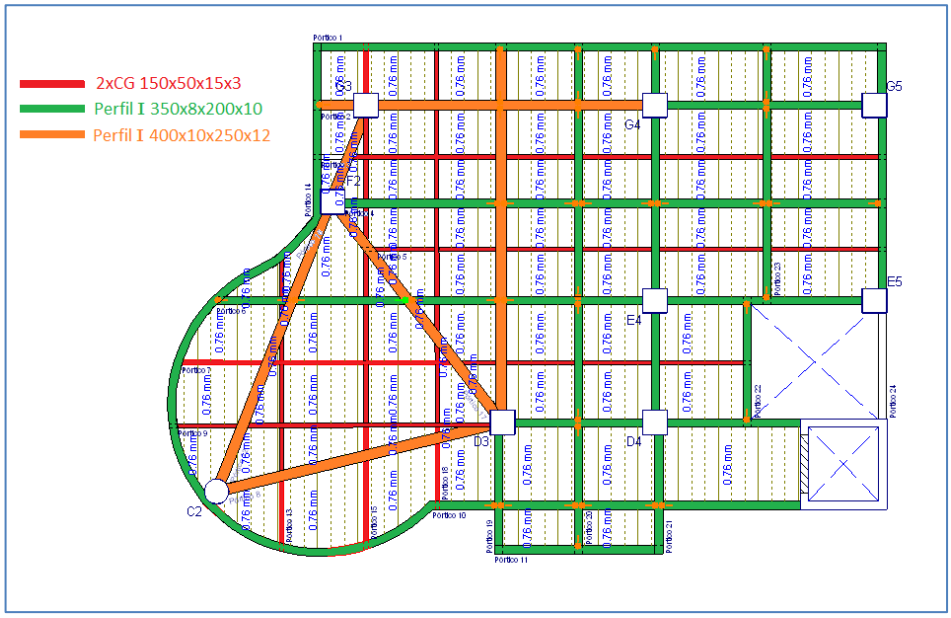
El detalle de los armados se aprecia en los planos correspondientes a esta variante, pero a continuación se muestra un listado resumen detallando las secciones definitivas, las cuales fueron agrupadas en vigas tipo.

Figura 3-19. Esquema de distribución de vigas tipo en planta tipo N+0,90. Metálica.



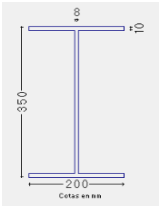
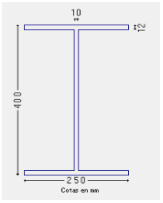
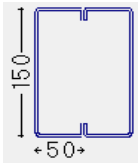
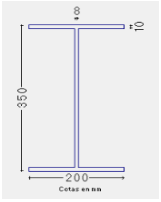
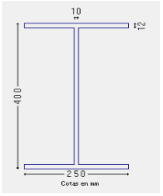
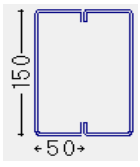
Fuente: CYPECAD.

Figura 3-20. Esquema de distribución de vigas tipo en planta tipo N+10,62. Metálica.



Fuente: CYPECAD.

Tabla 3-11. Listado de tipos de Viga. Metálica.

			Dimensión		Sección
			PERFIL	Y (cm)	
PLANTA TIPO N+0.90	TIPO 1 Pórticos:	N= +20,34			 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10			
		N= +13,86			
		N= +10,62			
		N= +7,38	350x8x200x10	I	
		N= +4,14			
		N= +0,90			
		N= -2,53			
	TIPO 2 Pórticos:	N= +20,34			 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10			
		N= +13,86			
		N= +10,62			
		N= +7,38	400x10x250x12	I	
		N= +4,14			
		N= +0,90			
		N= -2,53			
	TIPO 3 Vigas secundarias / viguetas	N= +20,34			 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10			
		N= +13,86			
		N= +10,62			
		N= +7,38	2xCG 150x50x15x3	[	
		N= +4,14			
		N= +0,90			
		N= -2,53			
PLANTA TIPO N+10.62	TIPO 1 Pórticos:	N= +20,34	350x8x200x10	I	 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10			
		N= +13,86			
		N= +10,62			
		N= +7,38			
		N= +4,14			
		N= +0,90			
		N= -2,53			
	TIPO 2 Pórticos:	N= +20,34	400x10x250x12	I	 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10			
		N= +13,86			
		N= +10,62			
		N= +7,38			
		N= +4,14			
		N= +0,90			
		N= -2,53			
	TIPO 3 Vigas secundarias / viguetas	N= +20,34	2xCG 150x50x15x3	[	 *Ver armado detallado en planos
		N= +17,10			
		N= +13,86			
		N= +10,62			
		N= +7,38			
		N= +4,14			
		N= +0,90			
		N= -2,53			

Fuente: CYPECAD.

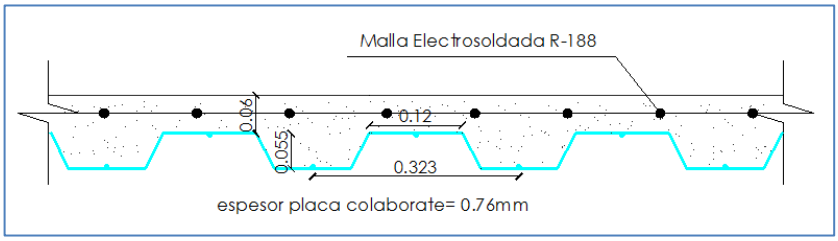
3.5.3 Diseño de Losa steel deck[21]

Este tipo de losa steel deck, es un sistema normado que cumple con especificaciones técnicas, el cual no requiere de un diseño como tal, sino una revisión de cumplimiento con los requerimientos de la estructura en estudio según los parámetros del fabricante.

Novalosa Standard Calibre 22

- Espesor placa = 0,76 mm
- Separación entre viguetas = 1,5 m
- Peso superficial = 7,50 kg/m2
- Espesor de hormigón sobre la cresta = 6,0 cm
- Resistencia del hormigón = 240 kg/cm2
- Capacidad de carga= 1289 kg/m2

Figura 3-21. Esquema de Losa steel deck.



Fuente: Catálogo Novalosa.

Definida la losa mixta, se comprueba que sea capaz de soportar las solicitaciones a las que está sometida, en dos fases:

a) *En fase de ejecución*:
*P*ara el cálculo de la resistencia de la chapa se tiene en cuenta el peso del hormigón, de la chapa de acero, y de las cargas de ejecución. Las cargas de ejecución representan el peso de los operarios y equipos de hormigonado y tienen en cuenta cualquier impacto o vibración que pueda ocurrir durante la construcción.

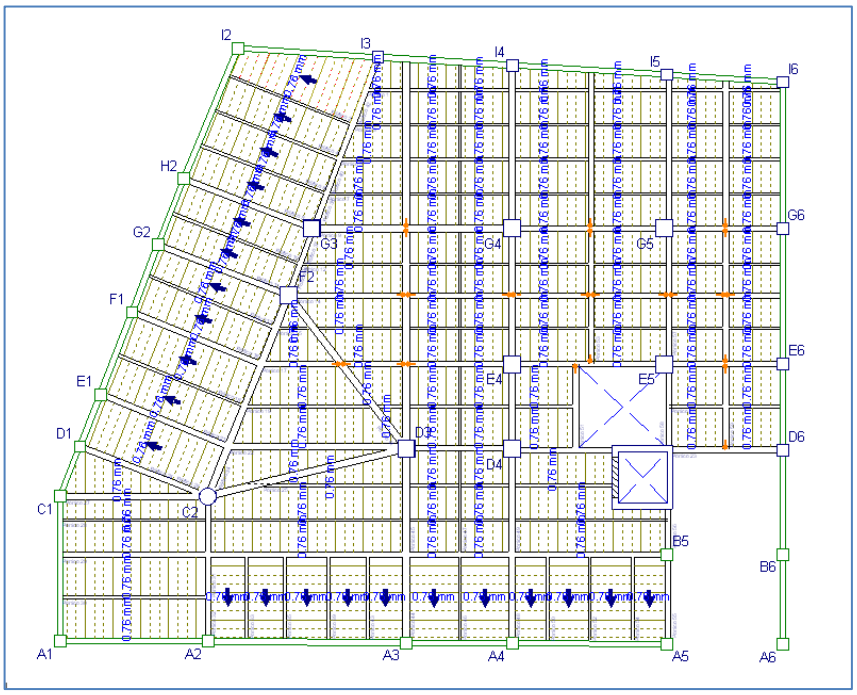
b) *En fase de servicio*:
En este caso la losa se calcula sólo con la carga adicional posterior a la ejecución de la misma, formada por las cargas muertas y la sobrecarga de uso, ya que la chapa se encarga de aguantar el peso propio de la losa.

Para efectos de contracción y temperatura se coloca armadura dentro de canto del hormigón. Se definió usar malla en lugar de armado con varillas.

[21] Catálogo de productos NOVALOSA.

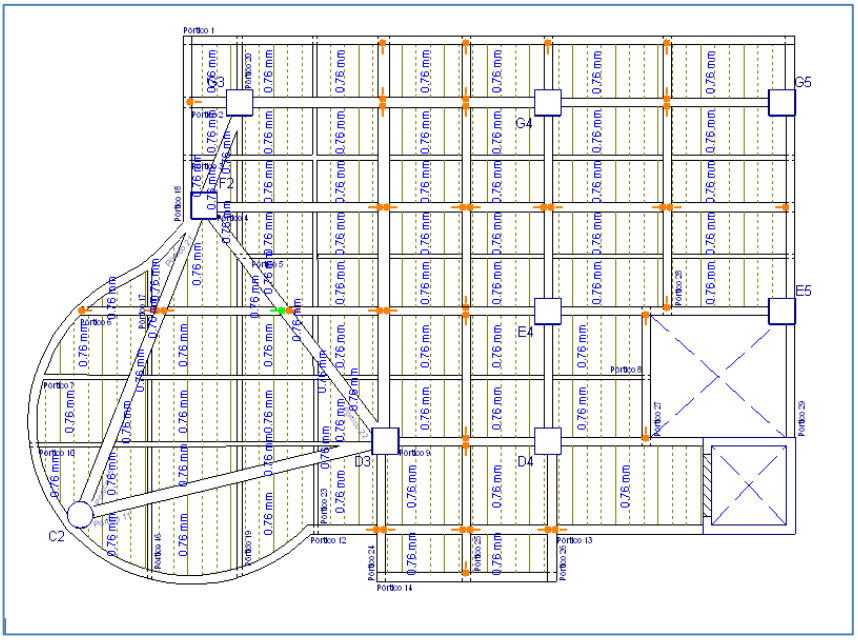
La resistencia de una losa mixta será suficiente para soportar las cargas de cálculo y para asegurar que no se alcanza ningún estado límite de rotura.

Figura 3-22. Esquema de la distribución losa planta tipo N+0,90. Metálica.



Fuente: CYPECAD.

Figura 3-23. Esquema de la distribución losa planta tipo N+10,62. Metálica.



Fuente: CYPECAD.

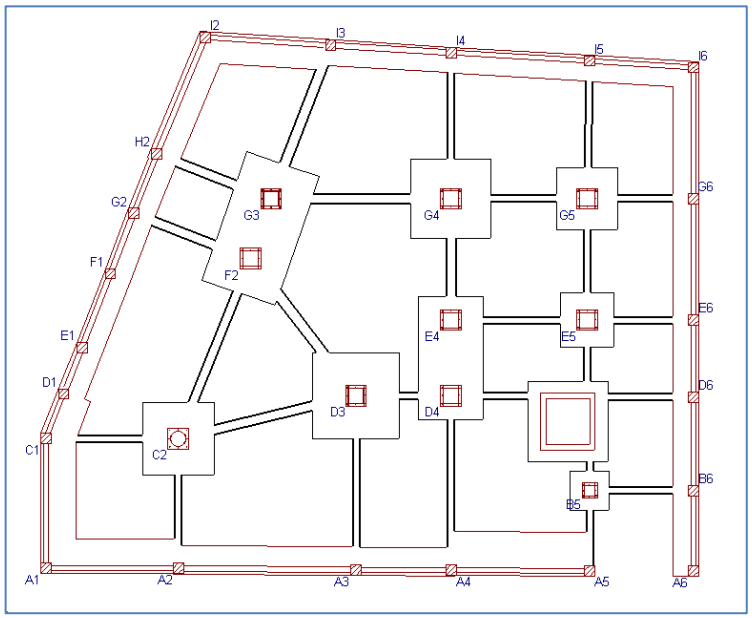
3.5.4 Diseño de cimentaciones

Al ser las cimentaciones de esta variante en hormigón armado, se realizan las mismas consideraciones mencionadas en la sección *3.4.4 Diseño de cimentaciones para la variante de hormigón.* Se tiene una distribución similar entre zapatas aisladas, corridas y vigas de atado; pero a más de esto, en la variante metálica se agrega al diseño, el cálculo de las placas de anclaje de las columnas, lo cual se especifica más adelante.

3.5.4.1 Zapatas aisladas

Bajo los mismos lineamientos ya revisados en la variante de hormigón, se diseñaron las zapatas obteniendo la distribución y secciones siguientes:

Figura 3-24. Esquema distribución de las zapatas. Metálica.



Fuente: CYPECAD.

Tabla 3-12. Listado de zapatas aisladas y sus dimensiones. Metálica.

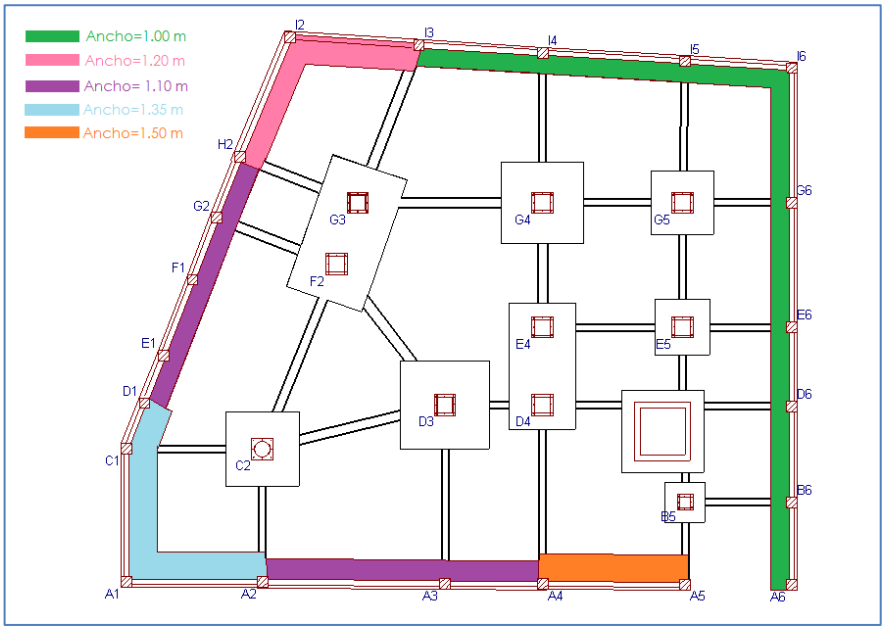
ZAPATA	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)
Referencia: B5	1,50	1,50	0,60
Referencia: C2	2,80	2,80	0,60
Referencia: D3	3,35	3,35	0,60
Referencia: E5	2,10	2,10	0,60
Referencia: G4	3,10	3,10	0,60
Referencia: G5	2,40	2,40	0,60
Referencia: (D4-E4)	4,80	2,50	0,60
Referencia: (G3-F2)	5,30	3,00	0,60
Referencia: (ASCENSOR)	3,10	3,10	0,40

Fuente: Mayra Proaño.

3.5.4.2 Zapatas corridas bajo muro

Bajo los mismos lineamientos ya revisados en la variante de hormigón, se diseñaron las zapatas obteniendo la distribución y secciones siguientes:

Figura 3-25. Esquema distribución zapatas corridas. Metálica.



Fuente: CYPECAD.

Tabla 3-13. Listado de zapatas corridas y sus dimensiones. Metálica.

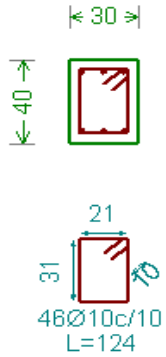
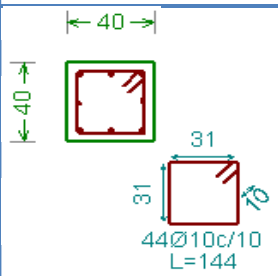
ZAPATA CORRIDA	ANCHO (m)	ALTURA (m)
Referencia: M2	1,00	0,40
Referencia: M7		
Referencia: M15		
Referencia: M12	1,10	0,40
Referencia: M13		
Referencia: M23	1,10	0,40
Referencia: M24		
Referencia: M25		
Referencia: M27		
Referencia: M1	1,20	0,40
Referencia: M22		
Referencia: M10	1,35	0,40
Referencia: M11		
Referencia: M17		
Referencia: M14	1,50	0,40
LONGITUD TOTAL	**87,23**	

Fuente: Mayra Proaño.

3.5.4.3 Vigas de atado

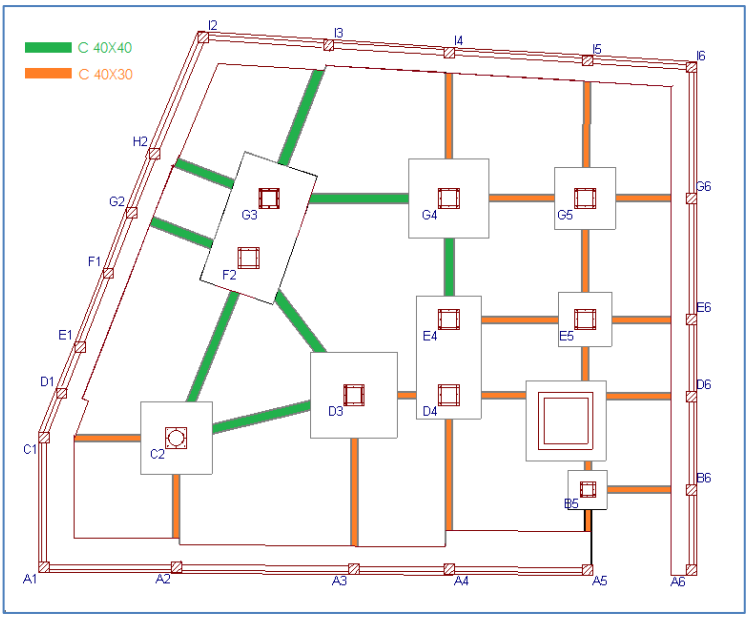
Bajo los mismos lineamientos ya revisados en la variante de hormigón, se diseñaron las zapatas obteniendo la distribución y secciones siguientes:

Tabla 3-14. Listado de vigas de atado y sus dimensiones. Metálica.

VIGAS DE ATADO	BASE (cm)	ALTURA (cm)	SECCION
Referencia: [A4 - (D4-E4)]	30	40	
Referencia: [(ASCENSOR) - D6]			
Referencia: [(D4-E4) - (ASCENSOR)]			
Referencia: [A5 - B5]			
Referencia: [B5 - B6]			
Referencia: [B5 - (ASCENSOR)]			
Referencia: [A3 - D3]			
Referencia: [D3 - (D4-E4)]			
Referencia: [C1 - C2]			
Referencia: [A2 - C2]			
Referencia: [G4 - I4]			
Referencia: [G5 - I5]			
Referencia: [G5 - G6]			
Referencia: [G4 - G5]			
Referencia: [E5 - E6]			
Referencia: [(D4-E4) - E5]			
Referencia: [(ASCENSOR) - E5]			
Referencia: [E5 - G5]			
Referencia: [(G3-F2) - I3]	40	40	
Referencia: [(G3-F2) - H2]			
Referencia: [(G3-F2) - G2]			
Referencia: [D3 - (G3-F2)]			
Referencia: [C2 - (G3-F2)]			
Referencia: [C2 - D3]			
Referencia: [(D4-E4) - G4]			
Referencia: [(G3-F2) - G4]			

Fuente: Mayra Proaño.

Figura 3-26. Esquema de distribución de los tipos de vigas de atado. Metálica.



Fuente: CYPECAD.

3.5.4.4 Diseño de placas de anclaje

En la comprobación de una placa de anclaje, se asume que la placa permanece plana ante los esfuerzos a los que se ve sometida, de forma que se pueden despreciar sus deformaciones a efectos del reparto de cargas. Para que esto se cumpla, la placa de anclaje debe ser simétrica y suficientemente rígida.

Las comprobaciones que se efectúan para validar una placa de anclaje se dividen en tres grupos: *hormigón de la cimentación, pernos de anclaje y placa propiamente dicha, con sus rigidizadores*.

a) Comprobación sobre el hormigón:

Consiste en verificar que en el punto más comprimido bajo la placa no se supera la tensión admisible del hormigón. El método usado es el de las tensiones admisibles, suponiendo una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión.

b) Comprobaciones sobre los pernos:

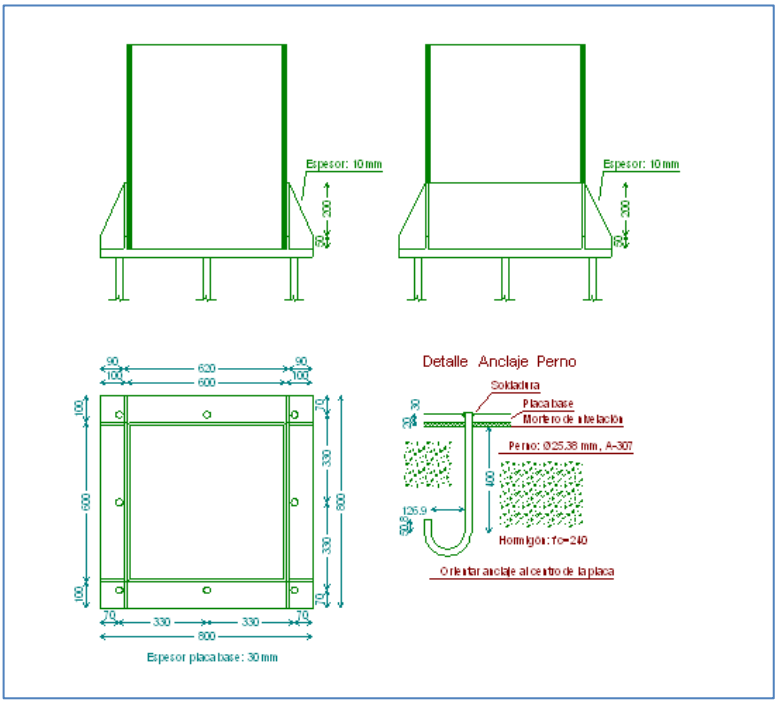
Cada perno se ve sometido, en el caso más general, a un esfuerzo axial y un esfuerzo cortante, evaluándose cada uno de ellos de forma independiente. Se considera que los pernos sólo trabajan a tracción. Las comprobaciones sobre los pernos son las siguientes:

- **Tensión sobre el vástago:** Consiste en comprobar que la tensión no supere la resistencia de cálculo del perno.
- **Comprobación del hormigón circundante:** Comprobar el fallo por rotura del hormigón que lo rodea por los siguientes motivos:
  - *Deslizamiento por pérdida de adherencia.*
  - *Arrancamiento por el cono de rotura.*
  - *Rotura por esfuerzo cortante (concentración de tensiones por efecto cuña).*

c) Comprobaciones sobre la placa:

Revisar el cumplimiento a las tensiones a las que está sujeta la placa en el área dentro del perímetro de perfil y en los rigidizadores.

Figura 3-27. Esquema ejemplo de placas de anclaje. Metálica.



Fuente: CYPECAD.

Para revisar las comprobaciones realizadas en el diseño de las placas de anclaje, revisar *Anexo 6. Ejemplo de comprobaciones – cimentación.*

3.5.5 Diseño de muros de sótano

El diseño sigue los mismos parámetros que en la variante de hormigón armado y se tiene el siguiente armado.

Tabla 3-15. Armado tipo del muro de sótano. Metálica.

Referencia: M25	Espesores	Arm. Vertical	Arm. Horizontal	Arm. Transversal	F.C.	Estado
Fundación - N+0,90 PB	0,1 m 0,1 m	Ø16c/20 cm Ø10c/20 cm	Ø12c/20 cm Ø10c/20 cm	1 Ø3/8"c/20 cm V 20 cm H	100 %	---

Fuente: Mayra Proaño.

Este armado, se repite en todo el perimetro del sótano. Corresponde al armado de la pantalla de los muros, el armado de las zapatas se detalló anteriormente bajo la sección *3.4.4.2. Zapatas corridas bajo muro.*

3.5.5.1 Diseño de muros de pantalla

El diseño sigue los mismos parámetros que en la variante de hormigón armado y se tiene el siguiente armado.

Tabla 3-16. Armado tipo del muro ascensor. Metálica.

Referencia: M20	Espesores	Arm. Vertical	Arm. Horizontal	Arm. Transversal	F.C.
Fundación - N+0,90 PB	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+0,90 PB - N+4,14 1PA	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+4,14 1PA - N+7,38 2PA	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+7,38 2PA - N+10,62 3PA	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+10,62 3PA - N+13,86 4PA	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+13,86 4PA - N+17,10 5PA	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+17,10 5PA - N+20,34 6PA	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %
N+20,34 6PA - N+24,98 CUBAS	0,1 m 0,1 m	Ø16c/25 cm Ø16c/25 cm	Ø12c/25 cm Ø12c/25 cm	1 Ø3/8"c/25 cm V 25 cm H	100 %

Fuente: Mayra Proaño.

Este armado, se repite para las cuatro caras del ducto del ascensor. Corresponde al armado de la pantalla de los muros y su zapata se revisó anteriormente bajo la sección *3.4.4.1. Zapatas aisladas.*

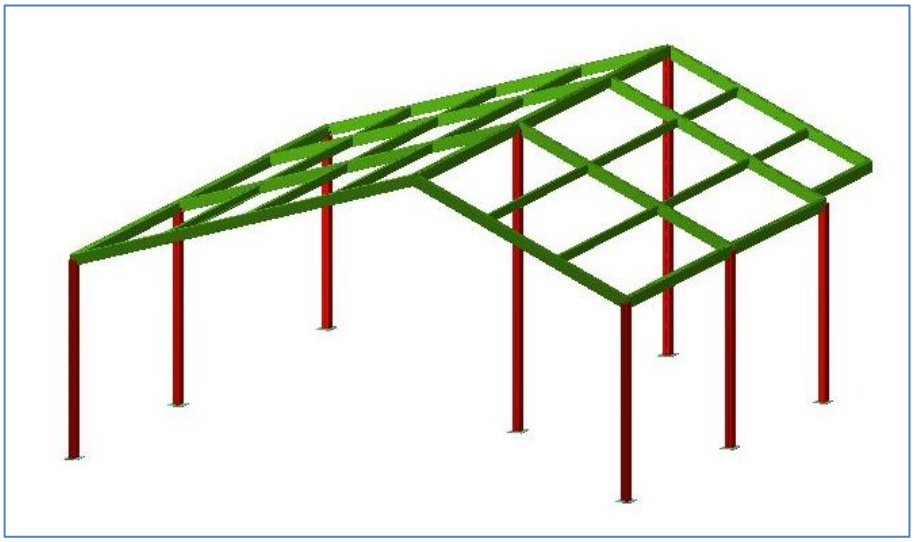
Para ver los detalles de armado, de los muros y su cimentación se pueden revisar los plano anexados para esta variante.

3.6. Estructura metálica de la cubierta[22]

El diseño de la estructura, también comprende de una cubierta, la cual es una estructura metálica sencilla, que no tiene un uso en particular, puesto que la cubierta es un área común para reuniones. La cubierta se diseñó a través del software especializado, Estructuras 3D integradas, que hace una interface de trabajo con CYPECAD, y permite el cálculo de estructuras en tres dimensiones, incluido el dimensionamiento de uniones, placas de anclaje, etc.

[22] Memoria de Cálculo de CYPECAD (CYPE Ingenieros, 2011)

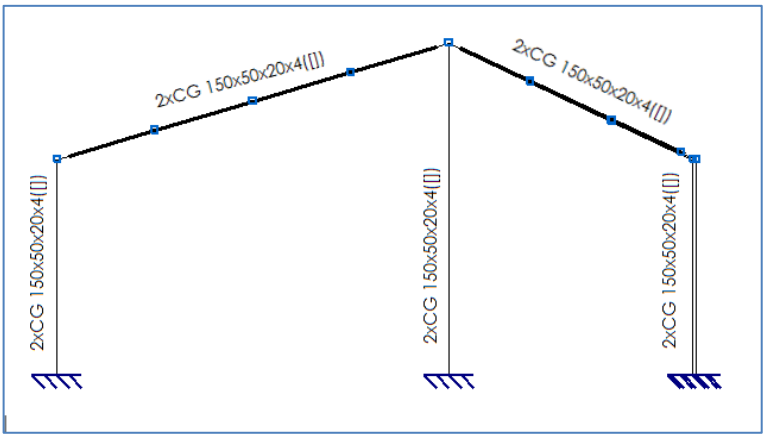
Figura 3-28. Modelo 3D estructura metálica cubierta.



Fuente: CYPECAD.

La estructura se armó en perfiles de acero ASTM A36, para las columnas y las vigas principales de la cubierta en CG150x50x20x4, Doble en cajón soldado y para las vigas secundarias en CG125x50x15x3, perfil simple. Se consideró una carga adicional de 0.03 t/m distribuida sobre las correas.

Figura 3-29. Vista en corte de cubierta metálica.



Fuente: CYPECAD.

Para la verificación del cumplimiento de estos perfiles se puede revisar el Anexo 9. Ejemplo de comprobaciones de perfiles Estructura Metálica 3D.

A continuación se presentan cuadros resumen de las características del material y los perfiles utilizados, así como un resumen de la cuantificación del material empleado.

Tabla 3-17. Materiales utilizados para la cubierta metálica.

Material		E (kg/cm²)	ν	G (kg/cm²)	f_y (kg/cm²)	α_t (m/m°C)	γ (t/m³)
Tipo	Designación						
Acero conformado	ASTM A 36 36 ksi	2069317,0	0,300	795891,2	2548,4	0,000012	7,850

Notación:
E: Módulo de elasticidad
ν: Módulo de poisson
G: Módulo de elasticidad transversal
f_y: Límite elástico
α_t: Coeficiente de dilatación
γ: Peso específico

Fuente: CYPECAD.

Tabla 3-18. Características mecánicas de los materiales de cubierta.

Material		Descripción	A (cm²)	Avy (cm²)	Avz (cm²)	Iyy (cm^4)	Izz (cm^4)	It (cm^4)
Tipo	**Designación**							
Acero conformado	ASTM A36 36 ksi	CG150x50x20x4, Doble en cajón soldado, (ConformadosCorreas G) Cordón continuo	21,22	6,13	12,13	680,05	319,81	659,97
		CG125x50x15x3, (ConformadosCorreas G)	7,05	2,35	3,72	165,23	22,12	0,21

Notación:
Ref.: Referencia
A: Área de la sección transversal
Avy: Área de cortante de la sección según el eje local 'Y'
Avz: Área de cortante de la sección según el eje local 'Z'
Iyy: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Y'
Izz: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Z'
It: Inercia a torsión
Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.

Fuente: CYPECAD.

Tabla 3-19. Resumen de cantidades de cubierta.

Material		Serie	Perfil	Longitud	Peso
Tipo	Designación			Perfil (m)	Perfil (kg)
Acero conformado	ASTM A 36 36 ksi	Conformado Correas G	CG 150x50x20x4, Doble en cajón soldado	83,16	1385,16
			CG 125x50x15x3	44,93	248,79
				128,09	

Fuente: CYPECAD.

Tabla 3-20. Medición pernos placas de anclaje. Estructura 3D.

Columnas	Pernos	Acero	Longitud m	Peso kg	Totales m	Totales kg
N1 (G5), N2 (G4), N3 (D3), N4 (D4), N5 (CNX), N6 (E5), N7 (E4), N37 (CNX)	32Ø12,66 mm L=49 cm	A-307 (liso)	32 x 0,49	32 x 0,48	15,56	15,38
Totales					15,56	15,38

Fuente: CYPECAD.

Esta estructura va a ser empleada con el mismo armado en las dos variantes de diseño hormigón armado y acero estructural.

3.7. Escaleras[23]

Las escaleras se diseñaron a través del software especializado ESCALERAS, que trabaja de manera independiente y hace interface de trabajo con CYPECAD. Se calcularon y dimensionaron las escaleras respetando la geometría arquitectónica, teniendo así dos tipos de escalera: *Una escalera tipo para todos los pisos y una escalera para el área de los locales comerciales.*

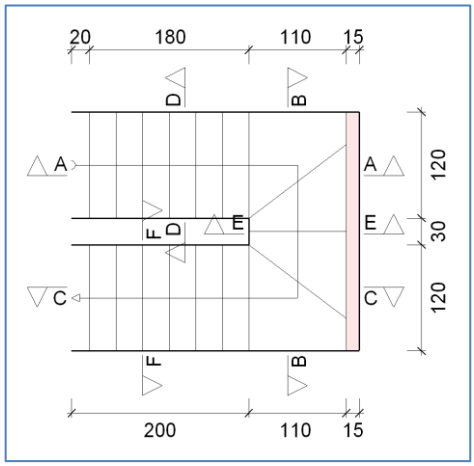
3.7.1 Escalera Tipo1, para todos los pisos:

- Ancho: 1,20 m
- Huella: 0,30 m
- Contrahuella: 0,191 m
- Nº de escalones: 17
- Desnivel que salva: 3,24 m
- Apoyo de los descansos: Muro de mampostería (Ancho: 0,15 m)

- Peso propio: 0,375 t/m²
- Barandillas: 0,300 t/m
- Sobrecarga de uso: 0,480 t/m²

[23] Memoria de Cálculo de CYPECAD (CYPE Ingenieros, 2011)

Figura 3-30.Vista en planta de escalera tipo 1.



Fuente: CYPECAD.

Tabla 3-21. Armadura losa Escalera Tipo

Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø10c/20	Ø12c/10
B-B	Longitudinal	Ø10c/20	Ø12c/10
C-C	Longitudinal	Ø10c/20	Ø12c/10
D-D	Transversal	Ø10c/20	Ø10c/20
E-E	Transversal	Ø10c/20	Ø12c/10
F-F	Transversal	Ø10c/20	Ø10c/20

Fuente: CYPECAD.

Para cada módulo de escalera, se tienen los siguientes datos de obra:

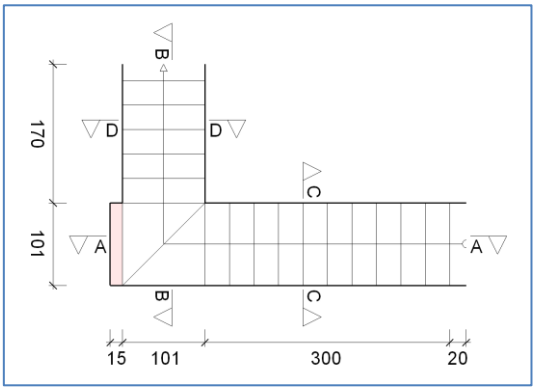
- Volumen de hormigón: 1,87 m³
- Superficie: 10,1 m²
- Cuantía volumétrica: 168,7 kg/m³
- Cuantía superficial: 31,1 kg/m²

3.7.2 Escalera tipo 2, para área comercial:

- Ancho: 1,010 m
- Huella: 0,300 m
- Contrahuella: 0,180 m
- Nº de escalones: 18
- Desnivel que salva: 3,24 m
- Apoyo de los descansos: Muro de mampostería (Ancho: 0,15 m)

- Peso propio: 0,375 t/m²
- Barandillas: 0,300 t/m
- Sobrecarga de uso: 0,480 t/m²

Figura 3-31. Vista en planta escalera tipo 2.



Fuente: CYPECAD.

Tabla 3-22. Armadura escalera tipo 2

Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15
B-B	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15
C-C	Transversal	Ø10c/20	Ø10c/20
D-D	Transversal	Ø10c/20	Ø10c/20

Fuente: CYPECAD.

Para un módulo de escalera, se tienen los siguientes datos de obra:

- Volumen de hormigón: 1,47 m³
- Superficie: 7,1 m²
- Cuantía volumétrica: 142,4 kg/m³
- Cuantía superficial: 29,4 kg/m²

La escalera para la estructura metálica, es una escalera tipo, con perfil base 2XCG 150X50X20X4 y peldaños formados por 4 ángulos 50X50X6 y una chapa de hormigón.

Este capítulo, siendo el más extenso, abordó el diseño estructural en cada variante de los materiales propuestos para este estudio, hormigón armado y acero estructural. Su término constituye la obtención de los planos de diseño.

> Los planos de diseño obtenidos, se revisan en el *Anexo 13. PLANOS ESTRUCTURALES.*

A partir de los diseños obtenidos, se continúa con la obtención de los volúmenes de obra de cada rubro requerido para la estructura. Estas cantidades son necesarias para desarrollar el capítulo siguiente, en el cual se valorará de manera monetaria los diseños obtenidos en cada variante.

CAPÍTULO 4:

ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO – ECONÓMICO ENTRE EL DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y EN ACERO ESTRUCTURAL

Introducción

En este último capítulo vamos a determinar parámetros tanto en los aspectos técnicos como en los económicos, que nos permitirán seleccionar la mejor variante de diseño a recomendar. En cuanto a los aspectos técnicos se revisará lo que comprende la tecnología, mano de obra, equipos, materiales, entre otros; en la parte económica, volúmenes de obra, presupuestos y cronogramas. La decisión final se hará sobre la base de una ponderación de estos aspectos.

4.1. Análisis técnico

4.1.1 Cimentación

El inicio del proceso constructivo de la estructura como tal, parte de la ejecución de las cimentaciones, las cuales son de suma importancia porque son el vínculo que conecta a la estructura con el suelo en donde se asienta y es en ellas en donde recae las cargas que actúan en la estructura. La cimentación en una estructura de acero se asume es menor que en una estructura de hormigón, esto debido al peso de la estructura, pudiendo reducirse su valor de manera considerable.

Esta suposición no siempre es la conclusión directa puesto que, a más del peso, influyen otros factores como son las placas de anclaje en la estructuras metálicas, ya que estas requieren cumplir con un espesor mínimo de zapata debido a los pernos de anclaje, que obligan a tener espesores más altos en una estructura de acero que en una de hormigón.

Esto podemos analizar en nuestro proyecto, en donde los volúmenes de obra de la cimentación son muy parecidos, esto lo podemos apreciar a partir de la siguiente tabla 4-1.

Como se aprecia en los valores obtenidos, la estructura metálica tiene una cimentación con un mayor volumen de hormigón, esto fue debido a lo mencionado ya, a pesar de que las zapatas cumplían para un espesor menor, el requerimiento de altura por los pernos de anclaje, causó que se incremente su volumen; y si revisamos la cantidad de acero, ésta es

menor en la estructura metálica, lo que nos confirma que los pernos de anclaje fueron la causa del incremento en las cuantías de obra de la cimentación.

Tabla 4-1. Volúmenes de obra para cimentación. Hormigón armado y Metálica.

COMPONENTES	VARIANTE METÁLICA	VARIANTE HORMIGÓN ARMADO	Metálica vs Hormigón
Acero de Refuerzo (kg)	11682.77	15466.91	Menor
Hormigón f'c=180 kg/cm² (m³)	20.31	21.82	Menor
Hormigón f'c=240 kg/cm² (m³)	94.97	94.7	Mayor
Encofrado recto (m²)	181.04	170.27	Mayor

Fuente: CYPECAD.

Una vez analizada la cimentación, vamos a realizar un análisis por separado de la estructura en hormigón armado y la estructura metálica en diferentes aspectos.

4.1.2 Estructuras Metálicas

En las estructuras metálicas se diferencian dos etapas, la que corresponde a la fabricación de los elementos y el montaje en obra de los mismos. En cuanto a la fabricación en planta, aunque es un proceso controlado y regulado, es importante conocer de sus procedimientos para poder emitir un criterio o tomar una decisión sobre su uso.

La etapa de montaje requiere un control minucioso en cuanto al ensamblado de los perfiles (soldadura), para así detectar imperfecciones relacionadas con el corte, soldadura, colocación de los elementos en las posición exactas y comprobación de las características de los perfiles utilizando ensayos técnicos como: tintas penetrantes, radiografías, ultrasonido.

4.1.2.1 Personal

Para el montaje de las estructuras metálicas, se requiere de personal calificado para soldadura, el cual debería contar con una certificación del American Welding Society (AWS) de que están capacitados para realizar trabajos con una certeza de calidad en lo que hacen; en nuestro medio esto no se da, ya que existen un limitado número de personas que cuenten con esta certificación y los cuales no están dispuestas a trabajar por un salario reducido y las empresas en general no están acostumbrados a asumir este costo, de modo que se trabaja con personal de experiencia pero sin ninguna calificación certificada.

4.1.2.2 Materiales

En nuestro mercado contamos con empresas ya establecidas, que cuentan con una variedad de tipos de secciones y elementos de acero, como perfiles laminados importados de secciones I, IPN, UPN, etc.; secciones armadas, formadas por perfiles o placas unidos mediante soldadura; secciones de acero dobladas en frío, como los perfiles U, G, L, etc.. y secciones tubulares cuadradas mayormente usadas; pero en casos en los que el diseño nos lleva a utilizar perfiles no comerciales, se tiene que considerar dos aspectos para el abastecimiento del mismo, disponer del dinero necesario para el pedido y considerar el tiempo de fabricación de estos perfiles para coordinarlo con el desarrollo regular del proceso constructivo. Este sería un punto crítico dentro montaje de esta variante de diseño.

4.1.2.3 Maquinarias y herramientas

Las estructuras de acero hacen uso de maquinaria costosa para su fabricación y montaje, en lo que refiere a fabricación se tiene equipos de oxicorte, equipos de corte de plasma, tipos de soldadoras especiales para procesos de suelda (comúnmente MIG, Arco sumergido, etc.); y en lo que refiere al montaje, se usa maquinaria pesada como grúas, montacargas, poleas y polipastos, herramientas menores en general.

4.1.2.4 Transporte

El traslado desde la fábrica hasta la obra se lo realiza en grandes camiones, tráileres adecuados para llevar estos elementos, y se requiere además de una organización del tráfico en la vía de acceso a la obra, porque esta será interrumpida debido al uso de grúas, plumas para el movimiento de los elementos internamente, durante el proceso de montaje.

4.1.2.5 Soldadura

El proceso de soldadura es el alma del proceso de montaje, ya que por este medio es posible la unión de los miembros estructurales, es el procedimiento de mayor cuidado, que requiere del personal certificado para su ejecución y deberá ser revisado por personas con certificación AWS CWI (American Welding Society, Certified Welding Inspector). Controlando calidad de la soldadura, forma, dimensiones, penetración y aspectos generales, los cuales se complementaran con ensayos de comprobación como: líquidos penetrantes, partículas magnetizables, ultrasonidos y procedimientos radiográficos.

4.1.2.6 Proceso de montaje

En las estructuras metálicas, el montaje es la operación más importante del proceso constructivo, está compuesta por una serie de actividades desde el transporte, armado de la estructura, soldadura, pulido de las sueldas y control e inspección. Es un proceso

industrializado, que comienza por la colocación de las columnas, su nivelación y posterior colocación de vigas, armado de la primera losa, luego se alinean y aploman las columnas y se repite el proceso. El éxito en el proceso de montaje va a depender la organización con la que se industrialice el proceso, de manera que se reduzca a la menor cantidad de movimientos para conseguir un aprovechamiento óptimo del tiempo y los recursos.

Durante el montaje se requiere sumo control y revisión de las sujeciones provisionales de los elementos, para que estas puedan soportar las solicitaciones generadas durante el ensamblado, de modo que una vez comprobadas que las posiciones de los mismos estén dentro de las tolerancias permisibles, se proceda a la soldadura definitiva.

4.1.3 Estructuras de hormigón armado

4.1.3.1 Personal

Para la construcción de una estructura en hormigón armado se necesita personal calificado, que está disponible en el mercado laboral local, quienes debido a la práctica en este tipo de obras, logran hacer un trabajo de calidad. Entre estas personas están maestros, albañiles, ayudantes, peones entre otros cuya remuneración está regulada.

4.1.3.2 Materiales

Se requiere básicamente de hormigón y varillas de acero, que son materiales de fácil adquisición; se puede requerir o prescindir de ellos con rapidez puesto que tenemos en la ciudad fábricas listas para surtir estos materiales de manera inmediata.

4.1.3.3 Transporte y vaciado

Dentro de la obra, el transporte del hormigón puede realizarse mediante carretillas cuando las condiciones de desplazamiento y altura lo permiten; y en los casos en los que la altura es considerable se realiza el proceso de bombeo a través de tuberías de acero, como será en el caso del proyecto.

El vaciado y la compactación son las actividades que nos darán el acabado final y la calidad del hormigón, ya que un correcto vibrado evitará la segregación del mismo.

4.1.3.4 Encofrado

El encofrado es parte fundamental del proceso de montaje de la estructura de hormigón, pero es una actividad que consume tiempo y mano de obra; requiere de un control continuo,

puesto que es el molde de la estructura que se edifica. Dentro del encofrado, es importante tener cuidado con el sistema de apuntalamiento, ya que éste soportará las solicitaciones generados durante el vertido del hormigón.

4.1.3.5 Proceso de ejecución

Para este tipo de estructura, se recomienda el almacenamiento de los materiales en bodegas y zonas identificadas para esto. Se comienza disponiendo del trazado y corte del acero de refuerzo, para ello de acuerdo a los planos se especifica la cantidad y dimensiones de varillas a utilizarse en los diferentes elementos. Paralelamente se inicia con el encofrado de las secciones y una vez que se tiene el acero cortado y figurado se prosigue al armado de los elementos; previo a su fundición, se requiere verificar que se haya respetado lo indicado en los planos estructurales.

Se procede a la fundición de los elementos y luego al curado del hormigón, este paso es importante, ya que se necesita mantener las condiciones adecuadas de humedad, para evitar fisuraciones. Este proceso se vuelve repetitivo para todas las plantas, siguiendo la misma metodología; se tiene que considerar los tiempos de desencofrado que varían en un rango 3-15 días según los elementos fundidos. De igual forma que en las estructuras metálicas, aquí también se requiere de un minucioso control de calidad.

4.1.3.6 Control e inspección

Una desventaja para el control del hormigón es que no se puede tener certeza de la uniformidad del material; si bien, cuando es producido en planta, se asume que este cumple con los requerimientos técnicos, pero cuando es fabricado en obra, se tiene cierta incertidumbre. Para evaluar su resistencia se requiere de un plazo de tiempo luego de ejecutarse, con la desventaja de ordenar la demolición del elemento en caso de incumplir con la resistencia especificada.

4.2. Análisis económico

4.2.1 Presupuesto[24]

El presupuesto de un proyecto representa la estimación de los gastos mínimos que se van a realizar a futuro, basado en las cuantificaciones de los diferentes rubros que intervienen en el mismo. El presupuesto es parte esencial en la planificación de un proyecto ya que permite tener un conocimiento del posible gasto y así tratar de optimizar los recursos de la mejor manera.

[24]Evaluación de Proyectos para ingenieros. (Rojas López, 2007)

El presupuesto está formado por la serie de rubros que intervienen en la construcción de la obra y de los cuales se requiere hacer un análisis de precio unitario para así determinar el valor a cobrar por la ejecución del mismo. Para cada análisis se revisa los costos directos y los costos indirectos que influyen, siendo los primeros el reflejo de los recursos requeridos para dicho rubro y los segundos un reflejo de los recursos usados de manera global.

4.2.1.1 Análisis de precios unitarios

Para el análisis de precios unitarios se revisa los costos directos que se generan en cuatro aspectos: *mano de obra, equipos, materiales y transporte;* a estos se les suma los costos indirectos ocasionados durante la ejecución de la obra.

4.2.1.1.1 Costos directos

Son aquellos que se generan exclusivamente en cada proyecto y responden al costo de herramientas, sueldos de trabajo según su rendimiento, el suministro de materiales y costos de transporte, a breves rasgos.

4.2.1.1.1.1 Mano de obra

Dentro de este aspecto se ve reflejado el costo horario efectuado por los trabajadores, divididos por categorías según la actividad que desempeñan. Los valores de estos salarios mínimos por ley se detallan en publicaciones de la Contraloría General del Estado.

4.2.1.1.1.2 Materiales

Los materiales son todos los que intervienen como materia prima necesaria para la construcción de la obra. Éstos deben ser de muy buena calidad y tomando en cuenta la disponibilidad dentro del mercado.

4.2.1.1.1.3 Equipos

Estos costos corresponden a la tarifa impuesta por el uso o arrendamiento del equipo necesario, ya sea maquinaria pesada, herramienta menor o demás equipos usados en la construcción.

4.2.1.1.1.4 Transporte

Corresponde a los costos por traslado de material, maquinaria, etc. que por lo general está ya considerado o es asumido internamente. En nuestro caso, a los rubros no se les está considerando el transporte.

4.2.1.1.2 Costos indirectos

Los costos indirectos son los efectuados por concepto de gastos administrativos, utilidades, imprevistos, impuestos, dirección de obra, entre otros, que son necesarios para un correcto funcionamiento de una construcción. La incidencia de estos costos varía dependiendo de la capacidad y organización de la empresa constructora. La utilidad, es un beneficio para el constructor, que depende de las condiciones en las que se encuentra un proyecto, riesgos de inversión, tiempo de recuperación del capital entre otros.

Tabla 4-2. Componentes del costo indirecto.

No	*COMPONENTES*	*%*
1	DIRECCION DE OBRA	2,17%
2	ADMINISTRATIVOS	1,50%
3	LOCALES PROVISIONALES/BODEGAS	0,22%
4	VEHICULOS	0,00%
5	SERVICIOS PUBLICOS, VIGILANCIA Y CUSTODIA	0,61%
6	IESS TRABAJADORES	1,01%
7	GARANTIAS	0,62%
8	SEGUROS	0,26%
9	IMPUESTOS Y CONTRIBUCIONES DE LEY	1,00%
10	COSTOS FINANCIEROS	1,50%
11	PREVENCION DE ACCIDENTES	0,87%
12	OTROS: Manejo Conjunto, anticipo	0,50%
12.1	GASTOS OFERTA	0,10%
12.2	IMPREVISTOS	1,00%
12.3	IMPACTOS AMBIENTALES	0,24%
13	UTILIDAD	6,70%
	TOTAL	**18,29%**

Fuente: (Rojas López, 2007)

Para el proyecto en estudio se considera un porcentaje de indirectos del 18%, para ver el desarrollo de la obtención de la utilidad y costos indirectos revisar el *Anexo 10. Obtención de utilidad y costos indirectos.*

Una vez definidos los costos directos e indirectos, se realizan los análisis de precios unitarios de los rubros correspondientes para cada variante. Para la elaboración del presupuesto es necesario cuantificar las cantidades de obra de cada rubro y con el precio unitario correspondiente se tiene el monto a pagar.

Para revisar el cálculo de los volúmenes de obra, revisar Anexo 11. Volúmenes de obra.

Para los análisis de precios unitarios, se contó con la base de datos del CONSORCIO TURI – CRS, a la cual se le ajusto los costos correspondientes a la mano de obra.

Para revisar los análisis de precios unitarios, revisar Anexo 12. Análisis de precios unitarios.

4.2.1.2 Presupuesto de la variante de hormigón armado

PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA
	PROPUESTA EN HORMIGÓN ARMADO

RUBRO No.	CODIGO No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1,001	C.1.000098	Campamento-oficina provisional de madera (cubierta de zinc)	m^2	10,50	67,81	712,00
1,002	C.1.000103	Cerramiento provisional	m	47,81	9,97	476,73
1,003	C.1.00007	Replanteo y nivelación	m^2	479,24	0,92	439,40
1,004	C.1.00008	Excavación manual en material sin clasificar	m^3	164,07	10,93	1 793,40
1,005	C.1.00012	Excavación mecánica en suelo sin clasificar	m^3	1 640,68	2,72	4 467,52
1,006	C.1.00028	Compactación subrasante	m^2	479,24	3,97	1 904,05
1,007	C.1.00029	Material de mejoramiento compactado	m^3	171,44	17,41	2 984,02
1,008	C.1.00009	Relleno compactado con material de sitio	m^3	92,32	3,06	282,54
1,009	C.1.00011	Transporte de materiales hasta 6 Km, incluye pago en escombrera	m^3	2 346,18	1,98	4 635,55
1,010	C.1.00024	Hormigón Simple f´c = 180 kg/cm^2	m^3	21,82	107,73	2 350,58
1,011	C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 240 kg/cm^2	m^3	598,94	138,66	83 047,98
1,012	C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 300 kg/cm^2	m^3	47,92	143,20	6 862,78
1,013	C.1.00043	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f´c=210 Kg/cm^2	m^3	10,00	94,72	947,25
1,014	C.1.00032	Encofrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento	m^2	4 188,76	9,02	37 764,98
1,015	C.1.00057	Encofrado de madera curvo (2 usos)	m^2	4,44	9,30	41,30
1,016	C.1.00023	Acero de refuerzo cortado y figurado	kg	111 547,91	2,19	244 641,08
1,017	C.1.00062	Malla electro soldada tipo R-188 6 mm c/15 cm.	m^2	1 699,38	5,71	9 707,91
1,018	C.1.00072	Casetones de 40x40x20 cm (varios usos)	u	6 800,00	1,05	7 125,31
SUBTOTAL						**$410 184,38**
TOTAL:						**$410 184,38**

Son: **CUATROCIENTOS DIEZ MIL CIENTO OCHENTA Y CUATRO CON 38/100 DOLARES**

MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVÁEZ

4.2.1.3 Cronograma valorado de la variante de Hormigón armado

DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

CRONOGRAMA DE TRABAJOS VALORADO

CONTRATO : DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

PROPIETARIO : ING DIEGO CORDERO DIAZ

CONTRATISTA : MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVÁEZ

CODIGO	RUBROS - DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	PERIODOS meses								
						1 mes	2 mes	3 mes	4 mes	5 mes	6 mes	7 mes	8 mes	9 mes
C.1.000098	Campamento-oficina provisional de madera (cubierta de zinc)	m2	10,50	67,81	712,00	100,00 %								
						712,00								
C.1.000103	Cerramiento provisional	m	47,81	9,97	476,73	100,00 %								
						476,73								
C.1.00007	Replanteo y nivelación	m2	479,24	0,92	439,40	100,00 %								
						439,40								
C.1.00008	Excavación manual en material sin clasificar	m3	164,07	10,93	1 793,40	50,00 %	50,00 %							
						896,70	896,70							
C.1.00012	Excavación mecánica en suelo sin clasificar	m3	1 640,68	2,72	4 467,52	50,00 %	50,00 %							
						2233,76	2233,76							
C.1.00028	Compactación subrasante	m2	479,24	3,97	1 904,05		33,33 %	33,33 %	33,34 %					
							634,62	634,62	634,81					
C.1.00029	Material de mejoramiento compactado	m3	171,44	17,41	2 984,02		33,33 %	33,33 %	33,34 %					
							994,57	994,57	994,87					
C.1.00009	Relleno compactado con material de sitio	m3	92,32	3,06	282,54		33,33 %	33,33 %	33,34 %					
							94,17	94,17	94,20					
C.1.00011	Transporte de materiales hasta 6 Km, incluye pago en escombrera	m3	2 346,18	1,98	4 635,55		33,33 %	33,33 %	33,34 %					
							1545,03	1545,03	1545,49					
C.1.00024	Hormigón Simple f´c = 180 kg/cm2	m3	21,82	107,73	2 350,58		50,00 %	50,00 %						
							1175,29	1175,29						
C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 240 kg/cm2	m3	598,94	138,66	83 047,98		12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %
							10381,00	10381,00	10381,00	10381,00	10381,00	10381,00	10381,00	10381,00
C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 300 kg/cm2	m3	47,92	143,20	6 862,78				50,00 %	50,00 %				
									3431,39	3431,39				
C.1.00043	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f´c=210 Kg/cm2	m3	10,00	94,72	947,25			50,00 %	50,00 %					
								473,63	473,63					
C.1.00032	Encofrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento	m2	4 188,76	9,02	37 764,98		12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %
							4720,62	4720,62	4720,62	4720,62	4720,62	4720,62	4720,62	4720,62
C.1.00057	Encofrado de madera curvo (2 usos)	m2	4,44	9,30	41,30		12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %
							5,16	5,16	5,16	5,16	5,16	5,16	5,16	5,16
C.1.00023	Acero de refuerzo cortado y figurado	kg	111 547,91	2,19	244 641,08		12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %
							30580,14	30580,14	30580,14	30580,14	30580,14	30580,14	30580,14	30580,14
C.1.00062	Malla electro soldada tipo R-188 6 mm c/15 cm.	m2	1 699,38	5,71	9 707,91		12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %
							1213,49	1213,49	1213,49	1213,49	1213,49	1213,49	1213,49	1213,49
C.1.00072	Casetones de 40x40x20 cm (varios usos)	u	6 800,00	1,05	7 125,31		12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %	12,50 %
							890,66	890,66	890,66	890,66	890,66	890,66	890,66	890,66
					410 184,38									
	TOTAL DE INVERSION PARCIAL					4 758,59	55 365,21	52 708,38	54 965,46	51 222,46	47 791,07	47 791,07	47 791,07	47 791,07
	TOTAL DE IIVERSION ACUMULADA					4 758,59	60 123,80	112 832,18	167 797,64	219 020,10	266 811,17	314 602,24	362 393,31	410 184,38
	% DE AVANCE DE OBRA PARCIAL					1,16%	13,50%	12,85%	13,40%	12,49%	11,65%	11,65%	11,65%	11,65%
	% DE AVANCE DE OBRA ACUMULADO					1,16%	14,66%	27,51%	40,91%	53,40%	65,05%	76,70%	88,35%	100,00%

4.2.1.4 Presupuesto de la variante de Acero estructural

PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA
	PROPUESTA EN ACERO ESTRUCTURAL

RUBRO No.	CODIGO No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1,001	C.1.000098	Campamento-oficina provisional de madera (cubierta de zinc)	m^2	10,50	67,81	712,00
1,002	C.1.000103	Cerramiento provisional	m	47,81	9,97	476,73
1,003	C.1.00007	Replanteo y nivelación	m^2	479,24	0,92	439,40
1,004	C.1.00008	Excavación manual en material sin clasificar	m^3	164,77	10,93	1 801,05
1,005	C.1.00012	Excavación mecánica en suelo sin clasificar	m^3	1 647,64	2,72	4 486,47
1,006	C.1.00028	Compactación subrasante	m^2	479,24	3,97	1 904,05
1,007	C.1.00029	Material de mejoramiento compactado	m^3	176,77	17,41	3 076,79
1,008	C.1.00009	Relleno compactado con material de sitio	m^3	95,19	3,06	291,32
1,009	C.1.00011	Transporte de materiales hasta 6 Km, incluye pago en escombrera	m^3	2 356,13	1,98	4 655,23
1,010	C.1.00024	Hormigón Simple f´c = 180 kg/cm^2	m^3	20,31	107,73	2 187,91
1,011	C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 240 kg/cm^2	m^3	368,80	138,66	51 137,17
1,012	C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 300 kg/cm^2	m^3	47,92	143,20	6 862,78
1,013	C.1.00043	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f´c=210 Kg/cm^2	m^3	10,00	94,72	947,25
1,014	C.1.00032	Encofrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento	m^2	1 710,46	9,02	15 421,15
1,015	C.1 00076	Placa colaborante de acero galvanizado e=0.65 mm para losa suministro y colocación, incluye conectores de cortante	m2	1 567,12	21,65	33 930,08
1,016	C.1.00023	Acero de refuerzo cortado y figurado	kg	29 932,77	2,19	65 646,99
1,017	C.1.00042	Acero ASTM A36 estructural en perfiles, suministro y montaje, incluye pintura anticorrosiva	kg	111 772,90	2,54	283 799,85
1,018	C.1.00062	Malla electro soldada tipo R-188 6 mm c/15 cm.	m^2	2 046,36	5,71	11 690,07
SUBTOTAL						**$489 466,29**
TOTAL:						**$489 466,29**

Son: **CUATROCIENTOS OCHENTA Y NUEVE MIL CUATROCIENTOS SESENTA Y SEIS CON 29/100 DOLARES**

MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVÁEZ

4.2.1.5 Cronograma Valorado de la variante de Acero estructural

DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

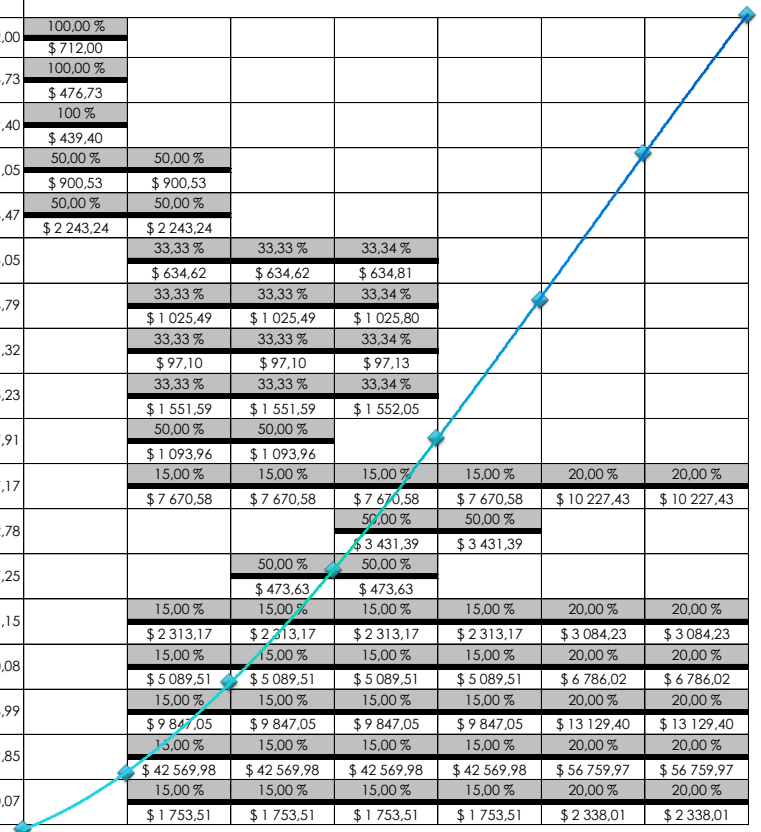
CRONOGRAMA DE TRABAJOS VALORADO

CONTRATO : DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA
PROPIETARIO : ING DIEGO CORDERO DIAZ

CONTRATISTA : MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVÁEZ

HOJA 1 DE 1

CODIGO	RUBROS - DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	PERIODOS meses						
						1 mes	2 mes	3 mes	4 mes	5 mes	6 mes	7 mes
C.1.000098	Campamento-oficina provisional de madera (cubierta de zinc)	m2	10,50	67,81	712,00	100,00 % $ 712,00						
C.1.000103	Cerramiento provisional	m	47,81	9,97	476,73	100,00 % $ 476,73						
C.1.00007	Replanteo y nivelación	m2	479,24	0,92	439,40	100 % $ 439,40						
C.1.00008	Excavación manual en material sin clasificar	m3	164,77	10,93	1 801,05	50,00 % $ 900,53	50,00 % $ 900,53					
C.1.00012	Excavación mecánica en suelo sin clasificar	m3	1 647,64	2,72	4 486,47	50,00 % $ 2 243,24	50,00 % $ 2 243,24					
C.1.00028	Compactación subrasante	m2	479,24	3,97	1 904,05		33,33 % $ 634,62	33,33 % $ 634,62	33,34 % $ 634,81			
C.1.00029	Material de mejoramiento compactado	m3	176,77	17,41	3 076,79		33,33 % $ 1 025,49	33,33 % $ 1 025,49	33,34 % $ 1 025,80			
C.1.00009	Relleno compactado con material de sitio	m3	95,19	3,06	291,32		33,33 % $ 97,10	33,33 % $ 97,10	33,34 % $ 97,13			
C.1.00011	Transporte de materiales hasta 6 Km, incluye pago en escombrera	m3	2 356,13	1,98	4 655,23		33,33 % $ 1 551,59	33,33 % $ 1 551,59	33,34 % $ 1 552,05			
C.1.00024	Hormigón Simple f´c = 180 kg/cm2	m3	20,31	107,73	2 187,91		50,00 % $ 1 093,96	50,00 % $ 1 093,96				
C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 240 kg/cm2	m3	368,80	138,66	51 137,17		15,00 % $ 7 670,58	15,00 % $ 7 670,58	15,00 % $ 7 670,58	15,00 % $ 7 670,58	20,00 % $ 10 227,43	20,00 % $ 10 227,43
C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 300 kg/cm2	m3	47,92	143,20	6 862,78				50,00 % $ 3 431,39	50,00 % $ 3 431,39		
C.1.00043	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f´c=210 Kg/cm2	m3	10,00	94,72	947,25			50,00 % $ 473,63	50,00 % $ 473,63			
C.1.00032	Encofrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento	m2	1 710,46	9,02	15 421,15		15,00 % $ 2 313,17	15,00 % $ 2 313,17	15,00 % $ 2 313,17	15,00 % $ 2 313,17	20,00 % $ 3 084,23	20,00 % $ 3 084,23
C.1 00076	Placa colaborante de acero galvanizado e=0.65 mm para losa suministro y colocación, incluye conectores de cortante	m2	1 567,12	21,65	33 930,08		15,00 % $ 5 089,51	15,00 % $ 5 089,51	15,00 % $ 5 089,51	15,00 % $ 5 089,51	20,00 % $ 6 786,02	20,00 % $ 6 786,02
C.1.00023	Acero de refuerzo cortado y figurado	kg	29 932,77	2,19	65 646,99		15,00 % $ 9 847,05	15,00 % $ 9 847,05	15,00 % $ 9 847,05	15,00 % $ 9 847,05	20,00 % $ 13 129,40	20,00 % $ 13 129,40
C.1.00042	Acero ASTM A36 estructural en perfiles, suministro y montaje, incl	kg	111 772,90	2,54	283 799,85		15,00 % $ 42 569,98	15,00 % $ 42 569,98	15,00 % $ 42 569,98	15,00 % $ 42 569,98	20,00 % $ 56 759,97	20,00 % $ 56 759,97
C.1.00062	Malla electro soldada tipo R-188 6 mm c/15 cm.	m2	2 046,36	5,71	11 690,07		15,00 % $ 1 753,51	15,00 % $ 1 753,51	15,00 % $ 1 753,51	15,00 % $ 1 753,51	20,00 % $ 2 338,01	20,00 % $ 2 338,01
					489 466,29							
	TOTAL DE INVERSION PARCIAL					4 771,89	76 790,31	74 120,18	76 458,60	72 675,19	92 325,06	92 325,06
	TOTAL DE IIVERSION ACUMULADA					4 771,89	81 562,20	155 682,38	232 140,98	304 816,17	397 141,23	489 466,29
	% DE AVANCE DE OBRA PARCIAL					0,97 %	15,69 %	15,14 %	15,62 %	14,85 %	18,86 %	18,86 %
	% DE AVANCE DE OBRA ACUMULADO					0,97 %	16,66 %	31,81 %	47,43 %	62,28 %	81,14 %	100,00 %



De las tablas revisadas, podemos obtener los datos trascendentales que son costo total, tiempo y costo por metro cuadrado.

Tabla 4-3. Datos para la relación beneficio/costo.

VARIANTE	Área de construcción (m^2)	PRESUPUESTO (dólares)	TIEMPO DE EJECUCIÓN (meses)	Costo por m^2 (Presupuesto/Área)
Acero Estructural	1755,34	$489 466,29	7 meses	278,84
Hormigón Armado	1755,34	$410 184,38	9 meses	233,67

Fuente: Mayra Proaño.

$$\%incremento = \frac{Variante\ 1}{Variante\ 2}$$

$$\%incremento = \frac{\mathbf{489\ 466,29}}{\mathbf{410\ 184,38}}$$

$$\%incremento = 19{,}32\%$$

De los datos obtenidos, tenemos que la estructura en acero es más costosa que la de hormigón en un 19,32%, mientras que la de acero es más rápida en ejecución, 2 meses menos que la de hormigón; y el costo por metro cuadrado es de $278,84 en la variante de hormigón y $233,67 en la variante metálica.

4.2.2 Análisis de la relación Beneficio/Costo[25]

En un mercado de la construcción dominado por inversionistas y empresarios interesados en invertir en proyectos constructivos por los precios atractivos que tienen, no es menos cierto que el precio del metro cuadrado debe considerar no solo los costos sino las percepciones que los compradores tienen respecto del tipo de diseño constructivo utilizado, puesto que el empresario puede fijar un margen sobre el costo tomando como referencia si el diseño estructural del proyecto es en hormigón armado o si lo es con estructura metálica, por ello he consultado a varios profesionales del sector y se asume que bajo un diseño estructural en acero el mercado si está dispuesto a pagar un 15% sobre el costo del metro de construcción y en hormigón armado hasta un 20% sobre el costo, por lo tanto en nuestro proyecto llegaríamos a fijar que:

$$Precio_{estructura} = cu + \%cu$$

[25] Evaluación de proyectos para ingenieros (Rojas López, 2007)

En donde cu es el costo por metro cuadrado indistinto del diseño estructural y $\%cu$ es el porcentaje sobre el costo, siguiendo esta ecuación entonces el precio bajo un diseño estructural en acero sería de $ 320,67:

$$Precio_{estructura} = 278{,}84 + 0{,}15x278{,}84$$

En tanto que el precio con el diseño en hormigón sería de $ 280,40:

$$Precio_{estructura} = 233{,}67 + 0{,}20x233{,}67$$

La relación beneficio costo, se obtiene a través de la siguiente expresión:

$$B/C = Precio_{estructura}/Costo_{estructura}$$

Con este cálculo podríamos fijar que la relación beneficio/costo de un diseño estructural de acero es 1,15, que es menor a la obtenida en un diseño en hormigón armado, que es de 1,2, por lo tanto la ganancia es mayor en hormigón armado, analizando únicamente desde el punto de vista de la inversión; sin embargo esta aseveración sería subjetiva a evaluar el tiempo del retorno del capital que dependerá de la aceptación del mercado.

4.3. Análisis comparativo entre las variantes de hormigón armado y acero estructural

Una vez definidas las características tanto en la parte técnica como en la parte ecónoma para cada una de las variantes, podemos generar matrices comparativas sobre diferentes aspectos entre las variantes a analizar, esto se desglosa en la siguiente tabla:

Tabla 4-4. Tabla comparativa entre Variante de Hormigón Armado y Variante Metálica.

Parámetro	Variante de Estructura Metálica	Variante de Estructura de Hormigón Armado
Peso de las estructuras	• Elementos ligeros. Peso estructura: 455,61kg/m^2	• Elementos pesados. Peso estructura: 639,35 kg/m^2
Resistencia	• Se puede obtener un certificado para verificar sus características al momento de ejecutarse.	• Sus características se pueden verificar después de un plazo de tiempo de puesta en ejecución.

Seguridad	• Estructuras más dúctiles ante una acción sísmica. • Cortante basal dinámico (98,40 ton). • Cortante basal estático (143,82 ton). • Distorsiones en columnas: X(0,0041) Y(0,0070) (son menores que hormigón)	• Estructuras menos dúctiles ante una acción sísmica. • Cortante basal dinámico (141,92 ton). • Cortante basal estático (224,107 ton). • Distorsiones en columna: X(0,0046) Y(0,0096) (son mayores que en acero)
Mano de Obra	• Requiere personal calificado, con certificación AWS. • Dificultad para conseguir personal calificado en el mercado.	• Requiere personal calificado, no es necesario certificación. • Facilidad para conseguir personal calificado en el mercado.
Materiales	• No hay disponibilidad inmediata de los perfiles. • Requieren ser fabricados. • Se puede adquirir en su totalidad y almacenarse.	• Hay disponibilidad inmediata de los materiales. • Se consiguen en el mercado sin dificultad. • No se puede adquirir en su totalidad, porque no se puede almacenar por sus características.
Maquinaria Pesada	• Difícil disponibilidad de equipo para su montaje (grúas) en nuestro medio. • Alquiler del equipo es más costoso.	• Fácil disponibilidad del equipo para su vaciado. • Alquiler del equipo es menos costoso.
Mantenimiento	• Mantenimiento periódico, en especial protección a la corrosión.	• Mantenimiento periódico, en especial corrección de fisuraciones.
Impacto Ambiental	• El acero se puede reciclar y usar para otro fin. • La perfilaría en su mayoría es hecha en el exterior y en parte fruto de reciclaje.	• El hormigón una vez que se destruye, queda sin uso. • Su producción implica invasión en el medio ambiente (ríos, canteras).
Tiempo de Vida Útil	• Tiempo de vida prolongado con el adecuado mantenimiento, en dependencia del medio en el que está.	• Tiempo de vida prolongado con el adecuado mantenimiento, en dependencia del medio en el que está.
Plazo de Ejecución	• 7 meses	• 9 meses
Presupuesto	• $489 466,29 *Mayor en un 19,32% con relación al de hormigón.*	• $410 184,38

Fuente: Mayra Proaño.

De esta matriz comparativa podemos encontrar las ventajas y desventajas de realizar el diseño en un material u otro, pero para poder tomar la decisión para recomendar una de las dos variantes, vamos a hacer uso de una matriz de ponderaciones.

4.4. Selección de la variante de diseño.

Para seleccionar la variante de diseño a recomendar, empleamos un método cualitativo por puntos, que consiste en definir los factores, para asignarles valores ponderados de peso relativo de acuerdo a una importancia que se le atribuye; esta valoración depende del criterio y la experiencia de la persona que está evaluándolas.

Para generar esta matriz, se hizo la evaluación en tres aspectos principales tecnología del material, economía de la obra y calidad de la obra; los factores considerados en cada aspecto así como su calificación se detallan a continuación:

TECNOLOGÍA

FACTOR	**CALIF.**
MANO DE OBRA	
Requiere mano de obra calificada	
Si	3
Parcialmente	2
No	1
Disponibilidad de trabajadores en el mercado	
Si	3
Parcialmente	2
No	1
MAQUINARIA	
Disponibilidad de maquinaria	
Fácil acceso en el mercado	3
Difícil acceso en el mercado	2
No se tiene acceso en el mercado	1
Personal calificado para el manejo	
Si	3
Parcialmente	2
No	1
MATERIALES	
Disponibilidad de materiales	
Inmediata	3
Necesita fabricarse-regular	2
Necesita importación-Larga	1
Garantía de uniformidad del material	
Completa	3
Parcial	2
Ninguna	1

ECONOMÍA

FACTOR		**CALIF.**
PRESUPUESTO		
Monto del Presupuesto		
	Menos costosa	3
	Iguales	2
	Más costosa	1
Relación Beneficio/Costo		
	Mayor ganancia	3
	Igual ganancia	2
	Menor ganancia	1
TIEMPO DE EJECUCIÓN		
Tiempo de ejecución		
	Menor plazo	3
	Iguales	2
	Mayor plazo	1

CALIDAD

FACTOR		**CALIF.**
INSPECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD		
Dispone personal calificado para inspección		
	Si	3
	Parcialmente	2
	No	1
Control de calidad en planta		
	Alto	3
	Medio	2
	Bajo	1
Control de calidad en obra		
	Alto	3
	Medio	2
	Bajo	1

A partir de estos factores se elaboró la matriz de ponderaciones y se determinó la mejor variante, a partir de la que mayor peso tenga al ser evaluada.

Tabla 4-5. Matriz de pesos ponderados entre las variantes de diseño.

		VARIANTES DE DISEÑO			
		ESTRUCTURA DE ACERO		ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO	
FACTOR	PESO	CALIFIC.	PONDERACIÓN	CALIFIC.	PONDERACIÓN
TECNOLOGÍA	**35%**		**0,69**		**0,97**
MANO DE OBRA	**20%**		**0,36**		**0,60**
Requiere mano de obra calificada	8%	3	0,24	3	0,24
Disponibilidad de trabajadores en el mercado	12%	1	0,12	3	0,36
MAQUINARIA	**5%**		**0,10**		**0,13**
Disponibilidad de maquinaria	3%	2	0,06	3	0,09
Personal calificado para el manejo	2%	2	0,04	2	0,04
MATERIALES	**10%**		**0,23**		**0,24**
Disponibilidad de materiales	7%	2	0,14	3	0,21
Garantía de uniformidad del material	3%	3	0,09	1	0,03
ECONOMÍA	**50%**		**0,75**		**1,00**
PRESUPUESTO	**25%**		**0,25**		**0,75**
Monto del Presupuesto	20%	1	0,20	3	0,60
Relación Beneficio/Costo	5%	1	0,05	3	0,15
TIEMPO DE EJECUCIÓN	**25%**		**0,50**		**0,25**
Tiempo de ejecución	25%	2	0,50	1	0,25
CALIDAD	**15%**		**0,37**		**0,42**
INSPECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD	**15%**		**0,37**		**0,42**
Dispone personal calificado para inspección	8%	2	0,16	3	0,24
Control de calidad en planta	4%	3	0,11	3	0,11
Control de calidad en obra	4%	3	0,11	2	0,07
TOTAL	**100%**		**1,81**		**2,39**

El peso correspondiente a cada factor, así como los parámetros de calificación, fueron designados acorde a la experiencia de los ingenieros consultados[26]. Del análisis de esta matriz podemos llegar a importantes conclusiones como:

1. En lo referente a la mano de obra, concretamente en la disponibilidad de la misma, es determinante el hecho de que no se tiene en nuestro medio el personal calificado para la construcción y tampoco para la fiscalización de estructuras de acero, mientras que para las de hormigón la disponibilidad es completa. Esto se da porque en este tipo de obra se tiene el grado de experiencia suficiente que permite conseguir la calidad ideada, mientras que en el acero existente deficiencias en el conocimiento.

2. Otro aspecto son los materiales, en los cuales el acero presenta una debilidad en cuanto a su abastecimiento; pues su adquisición en general requiere de stocks elevados, generando una necesidad de efectivo al constructor que implica, elevar costos para conseguir el material. En tanto que el hormigón presenta facilidad en el abastecimiento, incluso con efectos positivos en el costo, pero no genera la misma certeza en su calidad (uniformidad) por más impacto en el costo.

3. Finalmente el rubro presupuestario en uno y otro diseño es consecuencia de lo anterior, siempre y cuando se parta de que la ejecución de la obra no pierda la confiabilidad técnica de la estructura, pero indiscutiblemente la estructura en hormigón requiere menor presupuesto inicial, lo que genera un mayor beneficio en relación al costo.

Al final de este análisis seleccionamos la variante de mayor peso ponderado, que corresponde a la variante de ***Hormigón Armado.***

[26] Ing. MSc. José Vásquez, Calculista y Constructor
PhD. Ing. Roberto Gamón, Calculista

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Al finalizar este trabajo de investigación se puede llegar a las siguientes conclusiones:

1. A raíz de la implementación de la dolarización en el Ecuador, el sector de la construcción ha tenido una tendencia creciente, evidenciada por el volumen de obra construida, la variedad de proyectos constructivos (Edificios, urbanizaciones, viviendas unifamiliares, etc.) el empleo generado, a tal punto que acaba de aprobarse una normativa que trata de regular ciertas ineficiencias detectadas en este sector.

2. Se ha realizado un análisis estructural para determinar las solicitaciones presentes en el edificio La Riviera, tanto en las variantes de hormigón armado y acero estructural, determinando principalmente una diferencia en los cortantes basales; pudiendo apreciarse que esta fuerza en la variante metálica es menor que en la de hormigón, ya que es función directa de una misma aceleración, pero se trata con masas diferentes, lo que representa una ventaja del acero respecto al hormigón; considerando que las derivas y las flechas están dentro de rango, se podría usar cualquier variante.

3. El diseño de cada uno de los miembros estructurales se realizó por el método de los estados límites últimos (E.L.U.), para cada una de las variantes, tanto hormigón armado como acero estructural, bajo las recomendaciones del ACI como del AISC y AISI, cumpliendo el criterio de *columna fuerte – viga débil.* Determinándose armados en secciones estándar, tipificados de forma tal que no se tenga variedad de diseños y que al momento de la construcción faciliten su desarrollo sin dar lugar a cometer errores que alteren el diseño concebido; los cuales son muy comunes por parte de los trabajadores, debido a que no existe el riguroso control en la revisión e inspección durante la ejecución de una obra.

4. Por otro lado en el análisis económico realizado en el presente proyecto, se ha obtenido que el costo total en la estructura de acero resultó mayor en un 19,32% frente a su similar en hormigón, esto conlleva a otro análisis en cuanto al plazo de ejecución que de cualquier forma debido a la industrialización del proceso, será más rápida que una de hormigón; y requiere por parte del ingeniero una mayor inversión en su capacidad de organización y planificación que le permitan un mejor aprovechamiento de los recursos, respecto a las estructuras de hormigón donde no siempre es factible hacerlo debido a la presencia de intervalos como tiempos muertos que deben ser considerados.

5. En armonía con la conclusión anterior se fijó una relación Beneficio/Costo para los dos tipos de diseños y se concluye que existe un beneficio mayor en una estructura de hormigón armado respecto de una en estructura metálica, y se explica porque el costo unitario de esta última es mayor en un 18% respecto de aquella; en términos económicos esa diferencia significa $ 51,18 por metro cuadrado de construcción. Sin embargo, si analizamos el tiempo o periodo constructivo es concluyente que un diseño en estructura metálica es más atractiva la construcción y al momento de seleccionar los dos criterios podrían confrontarse en tanto y en cuanto el inversionista opte por priorizar tiempo o dinero.

6. Al hablar sobre qué tipo de material resulta conveniente para las estructuras de edificios, además de los factores revisados sobre materiales, ejecución, maquinaria, etc.; se tiene que revisar la situación del país, el medio en donde se va a desarrollar el proyecto, considerar además aspectos de índole financiera, de los inversionistas e inclusive sociales.

7. Si hablamos del acero, entre las desventajas de su adquisición están las tasas de inflación elevadas, bajas importaciones, que hacen que los costos de los materiales se incrementen por parte de los productores de materia prima, esto sumado a un financiamiento limitado de estas empresas dificulta mucho más la obtención y abastecimiento del material. Mientras que, si nos referimos al hormigón armado, es común encontrarlo en el mercado sin mayor inconveniente en costos o accesibilidad; pero, debido a sus características no es posible almacenarla por tanto tiempo, por lo que su adquisición debe ser necesariamente progresiva a medida que avance la obra; a diferencia del acero que puede adquirirse en su totalidad aunque resulta una inversión inicial considerable.

8. Después de haber realizado un análisis comparativo mediante una matriz de ponderaciones entre las variantes de hormigón armado y acero estructural, respecto a diferentes factores evaluados anteriormente en cuanto a la tecnología, al beneficio-costo y al control de calidad de cada una; se ha determinado recomendar la variante de **Hormigón Armado, método tradicional**, como el diseño más favorable**.**

RECOMENDACIONES

1. Una recomendación muy importante, es la sujeción a todas las normas de construcción correspondientes y vigentes en nuestro medio, respetando los límites máximos y mínimos dispuestos para cada parámetro de diseño según las condiciones previstas en los códigos.

2. Sería importante atacar la mayor deficiencia del mercado, que es la baja preparación de sus trabajadores, ya que a pesar de que son personas de amplia experiencia no cuentan con ninguna preparación certificada, la cual es necesaria si se quiere incursionar correctamente en el ámbito de las estructuras de acero, en donde es crucial garantizar las conexiones entre miembros estructurales para que se cumplan las hipótesis de diseño.

3. Por otro lado es necesario hacer un llamado a las instituciones de control de obra pública y privada, a extender su campo de acción, y revisión minuciosa no solo a las obras y estudios del estado, sino también a las obras privadas, en las que no existe el seguimiento adecuado de los procesos constructivos, en la calidad de los materiales, en la seguridad laboral del personal y en el cumplimiento de los estudios aprobados.

4. Como recomendación final, será importante darle un mayor alcance a este proyecto, ampliando el análisis a diferentes edificaciones, de mayor altura y mayor área, que permitan desarrollar un método profundo de análisis para definir con mayor precisión parámetros para analizar diferentes variantes de diseño y hacer una correcta selección, puesto que, tanto el hormigón como el acero son buenas soluciones estructurales para la construcción de edificios.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI, 318-08. (s.f.). *AMERICAN CONCRETE INSTITUTE 318-08.*
2. AISC 360-10. (s.f.). *AMERICAN INSTITUTE of STEEL CONSTRUCTION.*
3. Asocreto Asociación Colombiana de Productores de Concreto. (2010). *Tecnología del Concreto.* Bogotá: Nomos Impresores.
4. Cobo Escamilla, A., & Rodrígez Martín, L. F. (s.f.). *Hormigón Pretensado, Tema 6*. Recuperado el 21 de Enero de 2014, de http://www.uned.es/dpto-icf/estructuras_varias/images/Pret-06.pdf
5. CYPE Ingenieros. (2011). *Memoria de Cálculo - CYPECAD.* Alicante: CYPE Ingenieros, S.A.
6. Falconí, R. A. (2004). *Análisis Matricial de Estructuras.* Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.
7. Gonzales C., O. M. (2003). *Análisis Estructural.* México: Limusa.
8. Grupo Editorial CEAC, S. A. (1993). *Cubicaciones y resistencia de materiales.* Barcelona: Grupo Editorial CEAC, S. A.
9. McCormac, J. C. (2002). *Diseño de Concreto Reforzado* (Octava ed.). México: Alfaomega.
10. McCormac, J. C. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD* (Segunda ed.). México: Alfaomega.
11. NEC-11. (2011). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. CAPÍTULO 1. Cargas y Materiales.*
12. NEC-11. (2011). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. CAPITULO 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente.*
13. NEC-11. (2011). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. CAPÍTULO 4: Estructuras de Hormigón Armado.*
14. NEC-11. (2011). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. CAPÍTULO 5: Estructuras de Acero.*
15. NEC-11. (2011). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. CAPÍTULO 9: Geotecnia y Cimentaciones.*
16. Rojas López, M. D. (2007). *Evaluación de Proyectos para Ingenieros.* Bogotá: Ecoe Ediciones.
17. Sapag Chain, N., & Sapag Chain, R. (2007). *Preparación y Evaluación de Proyectos.* México: McGraw-Hill.

ANEXOS

Anexo 1. Especificaciones Técnicas

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS CAE

RUBRO: GUARDIANÍA, SERVICIOS SANITARIOS, BODEGAS Y OFICINA

Unidad: Global o por metro cuadrado (m2).

Descripción:

Al inicio de las obras, se deberá ejecutar los ambientes necesarios para el personal de guardianía de la obra, las baterías sanitarias y las bodegas requeridas para el bodegaje de materiales. Estos ambientes deben tener las condiciones de habitabilidad y seguridad, por lo que se establecen especificaciones mínimas tales como: el piso será hormigón de 50 mm de espesor terminado paleteado, paredes de bloque alivianado de 150 mm. de espesor, cubierta con estructura de madera y planchas de zinc, puertas y ventanas de madera. Como mínimo proveerá de una batería sanitaria constituida por un inodoro, un urinario, un lavamanos y una ducha, ubicados adecuadamente, de forma que puedan utilizarlos todos los obreros. Las instalaciones eléctricas podrán quedar vistas y sujetas a la estructura.

Medición y forma pago:

La medición se efectuará por metro cuadrado (m2), midiendo el área de la planta construida, entre límites exteriores de las mamposterías, por lo que no se tomará en cuenta los volados de cubierta. Caso contrario, este costo será a cargo del constructor.

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: CERRAMIENTO DE MALLA TRIPLE GALVANIZADA DE 6 M CON TUBO DE 10X10 Y e=4mm, MÓDULO DE 2,50m.

Unidad: Metro (m)

Descripción:

Consiste en el armado, suministro y colocación de la estructura para el cerramiento perimetral de acuerdo con los planos del proyecto y las instrucciones de fiscalización. Antes de empezar con el armado de las estructuras, se debe realizar la cimentación y fundido de hormigón en donde los tubos deben estar embebidos y perfectamente ubicados. Supervisar el estado del material al momento de ser colocado en obra, en caso de presentar defectos, debe ser sustituido. Una vez finalizado el trabajo se debe realizar una comprobación de las medidas de cada uno de estos elementos y de sus respectivos espacios asignados en obra y comprobación de la correcta sujeción entre la malla y los tubos de acero galvanizado.

Medición y forma pago:

Se pagará por los metros efectivos colocados en obra correspondientes armado, suministro y colocación de la estructura para el cerramiento perimetral, incluyendo mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución. La forma de pago se realizará por módulo ejecutado.

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO

Unidad: Metro cuadrado (m2).

Descripción:

Será la remoción y retiro de toda maleza, árboles, desperdicios y otros materiales que se encuentre en el área de trabajo y que deban ejecutarse manualmente. El rubro incluye la limpieza total del terreno y su desalojo, en las áreas en las que se determinen como necesarias.

Medición y forma pago:

Se medirá el área del terreno realmente limpiada y su pago se lo efectuará por metro cuadrado (m2).

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: REPLANTEO Y NIVELACIÓN

Unidad: Metro cuadrado (m2).

Descripción:

Se entenderá por replanteo el proceso de trazado y marcado de puntos importantes, trasladando los datos de los planos al terreno y marcarlos adecuadamente. Se realizará en el terreno el replanteo de todas las obras de movimientos de tierras, estructura y albañilería señaladas en los planos, así como su nivelación, los que deberán realizarse con aparatos de precisión como teodolitos, niveles, cintas métricas. Se colocará los hitos de ejes, los mismos que no serán removidos durante el proceso de construcción, y serán comprobados por fiscalización.

Medición y forma pago:

Para su cuantificación se medirá el área del terreno replanteada y su pago se realizará por metro cuadrado (m2).

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: EXCAVACIÓN MANUAL EN MATERIAL SIN CLASIFICAR

Unidad: Metro cúbico (m3).

Descripción:

Se entenderá por excavación manual en general, el excavar y quitar la tierra u otros materiales según las indicaciones de planos arquitectónicos o estructurales y de detalle, sin el uso de maquinaria, y para volúmenes de menor cuantía, que no se puedan ejecutar por medios mecánicos.

Conformar espacios menores para alojar cimentaciones, hormigones, mamposterías, y secciones correspondientes a sistemas eléctricos, hidráulicos o sanitarios, según planos del proyecto e indicaciones de fiscalización. Los materiales producto de la excavación serán dispuestos temporalmente a los costados de la excavación, de forma que no interfiera en los trabajos que se realizan y con la seguridad del personal y las obras. Cualquier excavación en exceso, será a cuenta del constructor.

Medición y forma pago:

Se medirá el volumen del terreno realmente excavado y su pago se lo efectuará por metro cúbico (m3).

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO : EXCAVACIÓN MECÁNICA EN SUELO SIN CLASIFICAR

Unidad: Metro cúbico (m3).

Descripción:

Considera la limpieza de la capa vegetal y los movimientos de gran volumen, del suelo y otros materiales existentes en el mismo, mediante la utilización de maquinaria y equipos mecánicos.

El objetivo será el conformar espacios para terrazas, subsuelos, alojar cimentaciones, hormigones y similares, y las zanjas correspondientes a sistemas eléctricos, hidráulicos o sanitarios, según las indicaciones de estudios de suelos, planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones. La excavación a máquina, bajo ningún concepto se realizará hasta la cota final de diseño, para los espacios o lugares en los que se cimentarán elementos estructurales. Estos deberán terminarse a mano, en los últimos 500 mm y cualquier excavación en exceso, será a cuenta del constructor.

La conformación de una rampa de acceso y salida de la excavación, deberá estar ubicada de tal forma que sea fácil el desalojo del material que se va retirando; esta rampa deberá estar recubierta con material granular (arena - grava) en un mínimo espesor de 100 mm.

Medición y forma pago:

Se medirá el volumen del terreno realmente excavado y su pago se lo efectuará por metro cúbico (m3).

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO : COMPACTACIÓN SUBRASANTE

Unidad: Metro cuadrado (m2).

Descripción:

Una vez terminado el movimiento de tierras, el constructor debe conformar la subrasante manteniendo los niveles con los lineamientos previstos en el proyecto y con la calidad de material adecuada, para ello deberá proveer de todo el equipo y si fuese necesario, el material requerido. Se procederá a acondicionar el área del edificio en el que se esté trabajando, retirando cualquier material blando o inestable que no pueda ser compactado debidamente, y será reemplazado con suelo seleccionado o como lo indique el fiscalizador.

En las operaciones de compactación se utilizará el tipo más adecuado para el material que se va a compactar. Se efectuarán el número de pasadas y el manipuleo del material requeridos para lograr en toda la capa que está siendo compactada, por lo menos el grado mínimo de compactación especificado.

Medición y forma pago:

Las cantidades correspondientes a la conformación y compactación de la subrasante, serán medidas y pagadas en metros cuadrados de plataforma debidamente compactada.

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO : RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE SITIO

Unidad: Metro cúbico (m3).

Descripción:

Será el conjunto de operaciones para la construcción de rellenos con material del suelo existente, hasta llegar a los niveles y cotas determinadas y requeridas.

El objetivo será el relleno de las áreas sobre plintos, vigas de cimentación, cadenas, plataformas y otros determinados en planos y/o requeridos en obra, hasta lograr las características del suelo existente o mejorar el mismo de requerirlo el proyecto, hasta los niveles señalados en el mismo, de acuerdo con las especificaciones indicadas en el estudio de suelos y/o la fiscalización. Relleno compactado con material de sitio (100% del próctor estándar).

El tendido y conformación de capas será de no mayores de 200 mm. de espesor, la compactación de cada capa de material se realizará desde los bordes hacia el centro del relleno. Se realizarán pruebas de humedad y densidad, según ensayos de campo para rellenos no estructurales por cada 100 m2 o 20 m3, y/o según las especificaciones del proyecto o indicaciones de fiscalización. En el caso de no cumplir con las especificaciones y tolerancias exigidas en el proyecto, los sitios no aceptados serán escarificados y rellenados por el constructor a su costo, así como las perforaciones que se realicen para la toma de muestras y verificaciones de espesores del relleno.

Medición y forma pago:

Se medirá el volumen relleno realmente ejecutado y su pago se lo efectuará por metro cúbico (m3).

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO : MATERIAL DE MEJORAMIENTO COMPACTADO

Unidad: Metro cúbico (m3).

Descripción:

Será el conjunto de operaciones para la ejecución de rellenos con material granular seleccionado, hasta llegar a un nivel o cota determinado. El objetivo será el mejoramiento de las características del suelo existente, como base de elementos de fundación estructurales, base para terminados de vías y circulaciones y otros requeridos en el proyecto, hasta los niveles señalados en el mismo.

El estudio de suelos determinará el tipo, granulometría y características del material granular a ser utilizado en el relleno, porcentaje máximo permisible de materia orgánica, porcentaje de humedad óptimo y densidad máxima. El agregado a ser utilizado tendrá un coeficiente de máximo desgaste del 50% en los ensayos de abrasión. El material granular que pase por el tamiz No. 40 tendrá un máximo índice de plasticidad de 6 y su límite liquido máximo será de 25. Material de mejoramiento compactado (95% del próctor modificado).

El tendido y conformación de capas será de no mayores de 200 mm de espesor, la compactación de cada capa de material se realizará desde los bordes hacia el centro del relleno. Se realizarán pruebas de humedad y densidad, según ensayos de campo para rellenos no estructurales por cada 100 m2 o 20 m3, y/o según indicaciones de fiscalización. En el caso de no cumplir con las especificaciones y tolerancias exigidas, los sitios no aceptados serán escarificados y rellenados por el constructor a su costo.

Medición y forma pago:

Se medirá el volumen relleno realmente ejecutado y su pago se lo efectuará por metro cúbico (m3).

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: TRANSPORTE DE MATERIAL, INCLUYE PAGO EN ESCOMBRERA

Unidad: Metro cúbico (m3).

Descripción:

En este rubro se considera el transporte del material a ser desalojado, desde el lugar de la construcción hasta la escombrera autorizada por el Municipio y todas las operaciones relacionadas con su descarga conforme a la autorización y procedimientos respectivos. La consecución del permiso y el pago de las tasas correspondientes estarán a cargo del Contratista.

Todas las determinaciones referentes al transporte de materiales provenientes de excavaciones y desechos deberán ser tomadas considerando la protección del medio ambiente y las disposiciones vigentes sobre el particular.

Medición y forma pago:

Las cantidades que deberán pagarse por transporte de material serán medidas en metros cúbicos m3de material efectivamente desalojado, hasta el lugar señalado por el Municipio.

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO **HORMIGON SIMPLE F'C = 240 KG/CM2**

Unidad: Metro cúbico (m3).

Descripción:

Se considera al hormigón como la mezcla íntima y uniforme de cemento Portland, árido fino, árido grueso, agua y aditivos (de requerirse). Para la dosificación del hormigón se debe observar la resistencia, consistencia y tamaño máximo de los áridos, las características técnicas, forma de medida, mezclado, colocado y curado, que son los datos a partir de los cuáles se determina las cantidades de material necesarios para obtener el hormigón de la resistencia especificada. Las proporciones definitivas deben establecerse mediante diseños y ensayos de laboratorio, cuyas especificaciones se observarán en obra.

En el caso de utilizar "hormigón premezclado" se exigirá a la empresa proveedora los ensayos y resultados de los materiales utilizados, así como los diseños y resultados de los ensayos que verifiquen la resistencia del hormigón solicitado.

Se verificará los ensayos de consistencia con el cono de Abrams y la toma y desmolde de cilindros de hormigón, así como los lugares y condiciones en los que se mantendrán los cilindros de hormigón, hasta su transporte al laboratorio.

Determinar el asentamiento mínimo y el máximo permitido, de acuerdo con los elementos en los que se verterá el hormigón y los diseños previos de hormigones. En el caso de no existir especificaciones del proyecto que establezcan los asentamientos nominales del hormigón, se utilizará los recomendados según A.C.I. 211.1-89:

Tabla 1. Asentamientos permisibles en el hormigón.

Tipo de construcción	**Asentamiento (mm.)**	
Máximo	**Máximo**	**Mínimo**
Muros y zapatas de cimentación de hormigón armado.	80	20
Zapatas simples y muros de la sub estructura.	80	20
Vigas y muros de hormigón armado.	100	20
Columnas.	100	20
Pavimentos y losas.	80	20
Hormigón en masa.	50	20

Fuente: (Asocreto Asociación Colombiana de Productores de Concreto, 2010)

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

Determinar con fiscalización los procedimientos y períodos de curado del hormigón y establecer el registro cronológico y numerado de las tomas de pruebas de asentamiento y de cilindros de hormigón y sus resultados.

El vertido no debe efectuarse a mayores alturas (dos metros como máximo en caída libre), procurando que su dirección sea vertical. No se arrojará el hormigón con pala a gran distancia, ni se distribuirá con rastrillo, su colocación se hará por capas horizontales de espesor inferior al que permita una buena compactación, en general de 150 a 300 mm sin superar los 450 mm., en hormigón en masa, ni los 300 mm en hormigón reforzado.

De acuerdo a las indicaciones de Fiscalización, se tomarán muestras del hormigón ejecutado y se deberán efectuar las siguientes pruebas mínimas:

- **Ensayos de asentamiento:** ocho ensayos por cada 30 m3 de hormigón, o uno por cada fundición.
- **Toma de cilindros de hormigón**: seis cilindros como mínimo por cada 30 m3 de hormigón o seis cilindros por cada fundición.
- Se controlará continuamente la humedad de los agregados, a fin de evitar variaciones significativas en la dosificación del agua.
- Verificación del tiempo de vibrado del hormigón, máximo 15 segundos, de manera uniforme, a distancias que permitan asegurar un vibrado homogéneo.
- Se procederá con el curado del hormigón, para impedir la evaporación del agua de la mezcla, hasta que el hormigón haya adquirido su resistencia, mediante los métodos preestablecidos con fiscalización como:
    - Humedecimiento o rociado con agua.
    - Mediante membranas impermeables, cuyos componentes se rocían sobre las superficies expuestas del hormigón fresco.
    - Láminas impermeables de papel o polietileno colocadas para evitar la evaporación durante el período de curado.
    - El período de curado mínimo debe ser de siete días o hasta que el hormigón

Medición y forma pago:

La medición se la hará en unidad de volumen y se cubicará las tres dimensiones del elemento ejecutado: largo, ancho y altura; es decir el volumen efectivo del rubro realizado y su pago será por metro cúbico (m3).

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: HORMIGON SIMPLE F'C = 140 KG/CM2

Unidad: Metro cúbico (m3).

Descripción:

Es el hormigón simple, generalmente de baja resistencia, utilizado como la base de apoyo de elementos estructurales, tuberías y que no requiere el uso de encofrados.

El objetivo es la construcción de replantillos de hormigón, especificados en planos estructurales, documentos del proyecto o indicaciones de fiscalización. Incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón.

El hormigón cumplirá con lo indicado en la especificación técnica de “Hormigón Simple F'c = 240 Kg/Cm2” del presente estudio. Las superficies donde se va a colocar el replantillo estarán totalmente limpias, compactas, niveladas y secas, para proceder a verter el hormigón, colocando una capa del espesor que determinen los planos del proyecto o fiscalización. No se permitirá verter el hormigón desde alturas superiores a 2000 mm por la disgregación de materiales

Medición y forma pago:

La medición se la hará en unidad de volumen y su pago será por metro cúbico (m3).

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: HORMIGON CICLOPEO (60% H.S. Y 40% PIEDRA) F'C=210 KG/CM2

Unidad: Metro cúbico (m3).

Descripción:

Es la combinación del hormigón simple de la resistencia determinada con piedra molón o del tamaño adecuado, que conformarán los elementos estructurales, de carga o soportantes y que requieren o no de encofrados para su fundición.

El objetivo es la construcción de elementos de hormigón ciclópeo, especificados en planos estructurales y demás documentos del proyecto. Incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón

El hormigón cumplirá con lo indicado en la especificación técnica de “Hormigón Simple F'c = 240 Kg/cm2” del presente estudio. Revisar la saturación de agua de la piedra que se va a utilizar y todas las piedras serán recubiertas con una capa de hormigón de por lo menos 150 mm. Las superficies terminadas serán lisas y se sujetarán a lo señalado en los planos del proyecto, para aprobación de fiscalización. Evitar cargar al elemento recién fundido hasta que el hormigón haya adquirido el 70% de su resistencia de diseño, transcurran un mínimo de 14 días luego del hormigonado, o a la aprobación e indicaciones de Fiscalización.

Medición y forma pago:

La medición se la hará en unidad de volumen y se cubicará las tres dimensiones del elemento ejecutado: largo, ancho y altura; es decir el volumen efectivo del rubro realizado y su pago será por metro cúbico (m3).

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: **ENCOFRADO RECTO DE MADERA (VARIOS USOS), INCLUYE APUNTALAMIENTO.**

Unidad: Metro cuadrado (m2).

Descripción:

Se entiende por encofrado a las formas volumétricas que se confeccionan para dar la configuración final del concreto, que sea capaz de soportar con total seguridad todas las cargas verticales, los esfuerzos horizontales y la ejecución de vertido y vibrado del hormigón, con el fin de amoldarlo a la forma prevista y conseguir una estructura que cumpla con la resistencia, función, formas, líneas y dimensiones de los elementos especificados en planos y detalles del proyecto. Los tableros son de madera (contrachapada de 15 mm. de espesor, o de duelas de eucalipto: según la apariencia final y detalles determinados en planos).

Todos los encofrados serán rígidos, resistentes, impermeables al mortero y limpios. Las superficies interiores deberán estar totalmente limpias y humedecerse antes de la colocación del hormigón. Mientras se ejecuta el armado del encofrado y al concluir éste, se verificará la nivelación, aplomado, apuntalamiento y escuadrado de la estructura, con la limpieza total posterior. En los elementos de gran luz o volados, se verificará la disposición de una contraflecha para que una vez desencofrado y cargada la pieza de hormigón, esta conserve una ligera concavidad en su intradós.

Medición y forma pago:

Se medirá el área del encofrado que se encuentra en contacto con el hormigón (o bloques en losas) y su pago se lo efectuará por metro cuadrado (m2). El costo incluye todos los sistemas de sujeción, apuntalamiento y sustentación que se requiera para lograr la ejecución y estabilidad del encofrado. Con esta modalidad se pagaran los encofrados recto y curvo de losas, vigas, columnas y muros.

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO : COLOCACIÓN DE Casetones 40x40x20 EN LOSAS.

Unidad: Unidad (u).

Descripción:

Corresponde a los elementos de alivianamiento colocados en losas. Los cuales requieren verificación y control del bloque de hormigón de alivianamiento: medidas y tolerancias. Será totalmente seco y como mínimo Tipo “E”, de resistencia a la compresión de 20 kg./cm2. Fiscalización indicará que se puede iniciar con el replanteo y posteriormente con la colocación de los bloques.

Previa la revisión de encofrados estables y nivelados, se inicia el proceso de replanteo (timbrado) de los elementos de la losa a fundir. Concluida la colocación de hierro, separadores, instalaciones y cualquier otro trabajo previo, se empezará a colocar los bloques, de acuerdo con los planos y los requerimientos de la obra. No se permitirá pisar en forma directa sobre éste, por lo que se debe utilizar un sistema de apoyo, que puede ser tableros de madera o similares, que protejan al bloque hasta la finalización del hormigonado. Se realizará un examen y reposición de los bloques defectuosos o rotos. Se requiere humedecer el alivianamiento, antes del vertido del hormigón para no provocar daños o rupturas de los bloques. Se podrá utilizar bloques recortados para completar espacios vacíos.

Medición y forma pago:

La medición se la hará por cantidad de unidades colocadas en obra, sin tomar en cuenta los reemplazos que se realicen durante el proceso. Su pago será por unidad (u) en base de una cuantificación en obra y en planos del proyecto.

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO : ACERO ESTRUCTURAL Fy = 4200 Kg./cm2.

Unidad: Kilogramo (kg.).

Descripción:

Este trabajo consiste en el suministro, transportes, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las barras de acero que se requiere en la conformación de elementos de hormigón armado según la clase, tipo y dimensiones que se indiquen en las planillas de hierro, planos del proyecto, esta especificación y las instrucciones del fiscalizador.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en plataformas u otros soportes adecuados, de tal manera que no estén en contacto con la superficie del terreno. Deberá protegérselo, hasta donde sea posible, de daños mecánicos y deterioro por oxidación.

Las barras y el alambre de acero serán protegidos en todo tiempo de daños y, cuando se los coloque en la obra, estarán libres de suciedad, escamas sueltas, herrumbre, pintura, aceite u otras sustancias inaceptables.

Las barras se doblarán en la forma indicada en los planos. Todas las barras se doblarán en frío, a menos que permita el fiscalizador otra cosa. Ninguna barra parcialmente empotrada en hormigón será doblada, a menos que así lo indique en los planos o lo permita expresamente el fiscalizador. Los radios para el doblado se lo harán como se especifica en la siguiente tabla.

Tabla 2. Radio para el doblado de acero de refuerzo.

DIÁMETRO (mm)	RADIO MÍNIMO
8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, y 25	3 diámetros
28 y 32	4 diámetros

Fuente: Mayra Proaño

Las barras de acero se colocarán en las posiciones indicadas en los planos, se las amarrará con alambre u otros dispositivos metálicos en todos sus cruces y deberán quedar sujetas firmemente durante el vaciado del hormigón. El espaciamiento de la armadura de refuerzo con los encofrados se lo hará utilizando bloques de mortero, espaciadores metálicos, de plástico o sistemas de suspensión aprobados por el fiscalizador.

El recubrimiento mínimo de las barras se indicará en los planos. La colocación de la armadura será aprobada por el fiscalizador antes de colocar el hormigón. Por ningún motivo

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

el recubrimiento mínimo a la superficie del refuerzo será menor a 35mm y se guiarán por las indicaciones de los planos.

Las barras deberán quedar colocadas de tal manera, que la distancia libre entre barras paralelas colocadas en una fila, no sea menor que el diámetro nominal de la barra, ni menor de veinticinco milímetros (25mm), ni menor de una y un tercio (1 1/3) veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso.

Cuando se coloquen dos (2) o más filas de barras, las de las filas superiores deberán colocarse directamente encima de las de la fila inferior y la separación libre entre filas no deberá ser menor de veinticinco milímetros (25mm). Estos requisitos se deberán cumplir también en la separación libre entre un empalme por traslapo y otros empalmes u otras barras.

Previo al hormigonado, y una vez que se haya concluido y revisado los trabajos de instalaciones, alivianamientos, encofrados y otros, se verificará los amarres, traslapes, y demás referentes al acero de refuerzo. Cualquier cambio o modificación, aprobado por el ingeniero responsable, deberá registrarse en el libro de obra y en los planos de verificación y control de obra.

Medición y forma pago: La medición será de acuerdo a la cantidad efectiva ejecutada y colocada en obra, la que se verificará por marcas. Su pago será por kilogramo (Kg).

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: **Malla electro soldada tipo R-188 6 mm c/15 cm. Fy =5000 kg/cm2**

Unidad: Metro cuadrado (m2).

Descripción:

Comprende la disposición Disponer de una estructura de refuerzo para el hormigón, y que consistirá en el suministro y colocación de malla electrosoldada de la clase, tipo y dimensiones que se indiquen en los planos del proyecto y/o especificaciones. Incluye el proceso de cortado, colocación y amarre del acero estructural en malla.

La malla electrosoldada de varillas lisas o con resaltes que se utilice estará libre de toda suciedad, escamas sueltas, pintura, herrumbre u otra substancia que perjudique la adherencia con el hormigón. Los cortes y dobleces se lo efectuará de acuerdo con las planillas de hierro de los planos estructurales y/o medidas efectivas tomadas en obra antes del corte, y/o las indicaciones dadas por fiscalización.

La colocación será la indicada en planos, se sujetará con alambre galvanizado y se utilizará espaciadores de preferencia metálicos, para conservar los recubrimientos y espaciamientos de los refuerzos, los que quedarán sujetos firmemente durante el vaciado del hormigón hasta su culminación.

Previo al hormigonado, y una vez que se haya concluido y revisado los trabajos de instalaciones, alivianamientos, encofrados y otros, se verificará los amarres, traslapes, y demás referentes a la malla electrosoldada.

Medición y forma pago:

La medición será de acuerdo a la cantidad real ejecutada y colocada en obra, la que se verificará en unidades de superficie para su posterior cálculo de peso. Su pago será por kilogramo (m2).

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: ACERO A36 ESTRUCTURAL EN PERFILES, SUMINISTRO Y MONTAJE.

Unidad: Kilogramo (kg.).

Descripción:

Serán las operaciones necesarias para cortar, doblar, soldar, pintar y otras necesarias para la fabricación y montaje de una estructura elaborada en perfiles estructurales, conformados en frío, según planos y especificaciones del proyecto y por indicaciones de fiscalización.

Se iniciará la ejecución del rubro, con la recepción y aprobación de los materiales a utilizar. Se limpiarán los materiales y se prepararán las diferentes piezas que conformarán los elementos de la estructura, verificándose que sus dimensiones y formas cumplan con lo determinado en planos.

Se proseguirá con un pre armado de los elementos en fabricación, para mediante un punteado con suelda, verificar el cumplimiento de dimensiones, formas, ángulos y demás requisitos establecidos en planos. Aprobadas, se procederá con el soldado definitivo de cada una, y se realizará un nuevo control y verificación final, en la que se controlará cuidadosamente la calidad, cantidad y secciones de suelda, la inexistencia de deformaciones por su aplicación, previo a su pulido y lijado.

En la ejecución de toda soldadura se seguirán las prescripciones generales que figuran a continuación:

Antes de soldar se limpiarán los bordes de la unión, eliminando cuidadosamente toda la cascarilla, herrumbre o suciedad, y muy especialmente la grasa o pintura. Las partes que se van a soldar estarán además secas.

Se utilizaran electrodos en calidad apropiada (6011, 6013 o similar). Los cordones se depositarán sin provocar mordeduras. Después de ejecutar cada cordón, se limpiará su superficie con piqueta y cepillo de alambre eliminado todo rastro de escoria. Para facilitar la limpieza y el depósito de los cordones se procurará que la superficie de todo cordón sea lo más regular posible y que no forme ángulos demasiado agudos con los anteriormente depositados ni con los bordes de las piezas.

Se procederá con la pintura anticorrosiva, únicamente cuando las piezas que se encuentren aprobadas y terminadas. El montaje se iniciará por dos extremos opuestos, con el armado de los pórticos completos, en los que se controlará plomos y niveles, con medios de precisión, para asegurados y apuntalados los mismos, proseguir con los intermedios. Toda la estructura se apuntalará adecuadamente, para la verificación sucesiva y final de su correcto

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

armado y montaje, antes de proceder con su asegurado, soldado y complementación total, luego de la cual se verificarán las sueldas realizadas en obra y la colocación y ajuste de pernos. Igualmente se procederá con la reparación de todas las fallas de pintura o el repintado total anticorrosivo, de ser necesario.

El retiro de apuntalamientos y andamios colocados para el montaje y armado, se lo realizará de acuerdo a la forma y el orden previamente establecido, para permitir el trabajo adecuado de la estructura. Fiscalización determinará la necesidad de una prueba de carga u otras pruebas o ensayos, previa la aprobación de los trabajos. Para una prueba de carga, se consultará y diseñará la misma, con la participación del ingeniero estructural responsable.

Medición y forma pago:

La medición será de acuerdo a la cantidad efectiva fabricada y montada en obra. Su pago será por kilogramo (kg).

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: PINTURA ANTICORROSIVA PARA ACERO ESTRUCTURAL

Unidad: Metro cuadrado (m2)

Descripción:

Este trabajo consistirá en la pintura anticorrosiva para estructuras, de acuerdo con los requisitos previstos en los documentos contractuales y las instrucciones del Fiscalizador. Este trabajo comprende la preparación de las superficies metálicas, aplicación, protección y secado de la pintura y el suministro de todas las herramientas, aparejos andamiaje, mano de obra y materiales necesarios para terminar satisfactoriamente el trabajo

No se pintará estructura alguna cuando la temperatura ambiente esté por debajo de los 5ºC, o cuando haya lluvia o neblina, o cuando el Fiscalizador considere que las condiciones son inadecuadas para efectuar el trabajo. Cuando todo el trabajo de montaje de la estructura haya sido finalizado al igual que la operación de limpieza en obra haya finalizado, se procederá a pintar la estructura con dos capas de pintura. No se aplicará la siguiente mano de pintura hasta que la anterior haya secado.

El contratista protegerá todas las partes de la estructura, antes de iniciar la operación de pintura, para evitar salpicaduras y manchas. Todas las superficies de metal por pintarse se limpiarán completamente, removiendo herrumbre, costras sueltas, suciedades, grasa y cualquier otra sustancia extraña.

Medición y forma pago:

La cantidad a pagarse por la limpieza y pintura de acero estructural se medirá en m2 y será pagado cuando el trabajo sea aceptablemente ejecutado.

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: PINTURA ANTICORROSIVA PARA ACERO ESTRUCTURAL

Unidad: Metro cuadrado (m2)

Descripción:

Este trabajo consistirá en la pintura anticorrosiva para estructuras, de acuerdo con los requisitos previstos en los documentos contractuales y las instrucciones del Fiscalizador. Este trabajo comprende la preparación de las superficies metálicas, aplicación, protección y secado de la pintura y el suministro de todas las herramientas, aparejos andamiaje, mano de obra y materiales necesarios para terminar satisfactoriamente el trabajo

No se pintará estructura alguna cuando la temperatura ambiente esté por debajo de los 5ºC, o cuando haya lluvia o neblina, o cuando el Fiscalizador considere que las condiciones son inadecuadas para efectuar el trabajo. Cuando todo el trabajo de montaje de la estructura haya sido finalizado al igual que la operación de limpieza en obra haya finalizado, se procederá a pintar la estructura con dos capas de pintura. No se aplicará la siguiente mano de pintura hasta que la anterior haya secado.

El contratista protegerá todas las partes de la estructura, antes de iniciar la operación de pintura, para evitar salpicaduras y manchas. Todas las superficies de metal por pintarse se limpiarán completamente, removiendo herrumbre, costras sueltas, suciedades, grasa y cualquier otra sustancia extraña.

Medición y forma pago:

La cantidad a pagarse por la limpieza y pintura de acero estructural se medirá en m2 y será pagado cuando el trabajo sea aceptablemente ejecutado.

ANEXO 1
Especificaciones Técnicas CAE

RUBRO: PLACA COLABORANTE DE ACERO GALVANIZADO E=0.65mm PARA LOSA; SUMINISTRO Y COLOCACIÓN. INCLUYE CONECTORES DE CORTANTE

Unidad: Metro cuadrado (m2)

Descripción:

Este rubro incluye el suministro y colocación de las placas metálicas que servirán de soporte para fundir las losas, previo a la colocación de la armadura de refuerzo, colado del hormigón, paleteado y acabado de superficie. La placa colaborante es una lámina de acero galvanizada trapezoidal de 0.65mm de espesor, usada para el diseño de losas compuestas, que actúa como refuerzo positivo y elimina la necesidad de varillas de refuerzo, alivianamientos y encofrado. El rubro incluye la colocación de conectores de cortante, apropiadamente colocados (¢16mm) soldados a las vigas, tal como se especifica en los planos estructurales.

Una vez que la placa haya sido colocada se revisará que esté debidamente anclada a los elementos metálicos, y que los pernos de corte se encuentren colocados debidamente, de manera que la placa trabaje como refuerzo del hormigón que se fundirá sobre ella. Antes de proceder al colado del hormigón sobre la placa, la colocación de la misma deberá ser aprobada por fiscalización

Medición y forma pago:

Las cantidades a pagarse por suministros y colocación de la placa colaborante, será la medida del área cubierta con placas colaborante efectivamente colocadas en el edificio de acuerdo a lo descrito en los planos y verificados en obra por Fiscalización. Su pago se efectúa por (m2).

Anexo 2. Justificación de la acción sísmica (Hormigón)

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 2
Justificación de la acción sísmica (HORMIGÓN ARMADO)

1. SISMO

Norma utilizada: NEC -11

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

Capítulo 2.- Peligro sísmico y requisitos de diseño

Método de cálculo: Análisis modal espectral (NEC -11, 2.7.7.6)

1.1.- Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica (NEC -11, 2.5.2.1): II

Región sísmica (NEC -11, 2.5.3): Sierra

Tipo de suelo (NEC -11, 2.5.4.5): C

Sistema estructural

R_X: Factor de reducción (X) (NEC -11, 2.7.2.3)	**R_X** : *6.00*
R_Y: Factor de reducción (Y) (NEC -11, 2.7.2.3)	**R_Y** : *6.00*
Φ_P: Coeficiente de regularidad en planta (NEC -11, 2.6.6)	**Φ_P** : *0.90*
Φ_E: Coeficiente de regularidad en elevación (NEC -11, 2.6.7)	**Φ_E** : *0.90*

Geometría en altura (NEC -11, 2.7.7.8): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura

Sistema estructural (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1): III

Sistema estructural (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1): III

h: Altura del edificio — **h** : *24.98* m

Importancia de la obra (NEC -11, 2.6.4.2): Otras estructuras

Parámetros de cálculo

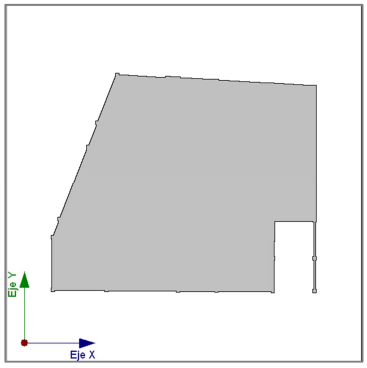
Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Fracción de sobrecarga de uso	: *0.25*
Factor multiplicador del espectro	: *1.00*

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y



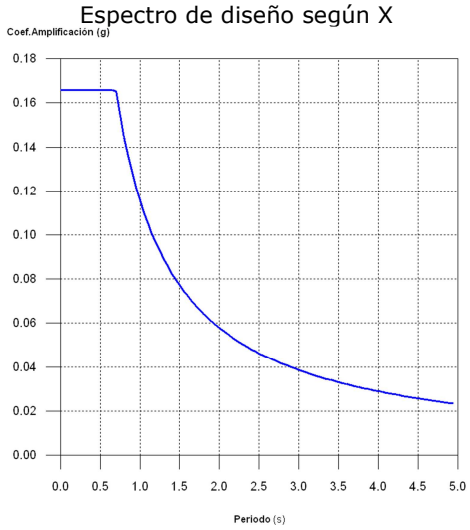
UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 2
Justificación de la acción sísmica (HORMIGÓN ARMADO)

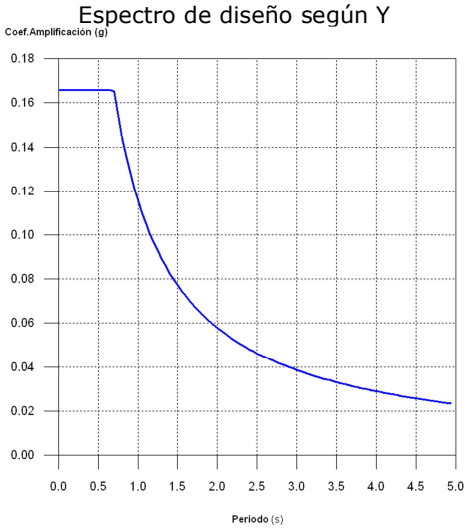
1.2.- Espectro de cálculo

1.2.1.- Espectro de diseño de aceleraciones

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



1.3.- Coeficientes de participación

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.978	0.0463	0.3085	0.9501	1.02 %	45.3 %	R = 4.86 A = 1.163 m/s² D = 28.141 mm	R = 4.86 A = 1.163 m/s² D = 28.141 mm
Modo 2	0.777	0.9511	0.1257	0.282	53.16 %	0.93 %	R = 4.86 A = 1.463 m/s² D = 22.3857 mm	R = 4.86 A = 1.463 m/s² D = 22.3857 mm
Modo 3	0.601	0.032	0.0785	0.9969	0.13 %	9.6 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 14.8698 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 14.8698 mm
Modo 4	0.305	0.1219	0.2962	0.9473	0.82 %	4.81 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 3.84271 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 3.84271 mm
Modo 5	0.281	0.0666	0.0265	0.9974	0.18 %	0.03 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 3.25302 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 3.25302 mm
Modo 6	0.239	0.7391	0.4573	0.4946	0.66 %	0.25 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 2.3517 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 2.3517 mm
Modo 7	0.218	0.5661	0.0372	0.8235	0.68 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 1.96124 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 1.96124 mm
Modo 8	0.210	0.7161	0.2815	0.6387	10.42 %	1.61 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 1.80965 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 1.80965 mm

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 2
Justificación de la acción sísmica (HORMIGÓN ARMADO)

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 9	0.171	0.0616	0.1017	0.9929	0.43 %	1.17 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 1.20142 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 1.20142 mm
Modo 10	0.152	0.0275	0.1127	0.9933	0.01 %	0.19 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.94998 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.94998 mm
Modo 11	0.150	0.0263	0.11	0.9936	0.4 %	6.91 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.93002 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.93002 mm
Modo 12	0.135	0.0823	0.5644	0.8214	0 %	0.07 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.74758 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.74758 mm
Modo 13	0.128	0.7339	0.6016	0.3155	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.67327 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.67327 mm
Modo 14	0.117	0.1365	0.0856	0.9869	1.02 %	0.4 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.56031 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.56031 mm
Modo 15	0.116	0.1068	0.0077	0.9942	0.16 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.5567 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.5567 mm
Modo 16	0.103	0.8329	0.3138	0.4558	0.01 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.43877 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.43877 mm
Modo 17	0.098	0.7638	0.4698	0.4426	3.84 %	1.45 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.39788 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.39788 mm
Modo 18	0.097	0.6965	0.5388	0.4739	0.07 %	0.04 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.3842 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.3842 mm
Modo 19	0.089	0.4107	0.335	0.848	0.01 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.32752 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.32752 mm
Modo 20	0.084	0.1052	0.1216	0.987	0.19 %	0.26 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.29111 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.29111 mm
Modo 21	0.082	0.2669	0.9451	0.1883	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.27894 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.27894 mm
Modo 22	0.076	0.0011	0.093	0.9957	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.23975 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.23975 mm
Modo 23	0.074	0.0423	0.1079	0.9933	0.34 %	2.24 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.22663 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.22663 mm
Modo 24	0.069	0.0625	0.0604	0.9962	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.19744 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.19744 mm
Modo 25	0.066	0.362	0.0853	0.9283	0.29 %	0.02 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.17954 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.17954 mm
Modo 26	0.062	0.8276	0.551	0.1071	1.57 %	0.7 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.15816 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.15816 mm
Modo 27	0.060	0.7889	0.4812	0.3821	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.1475 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.1475 mm

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 2
Justificación de la acción sísmica (HORMIGÓN ARMADO)

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 28	0.059	0.375	0.0051	0.927	0.02 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.14559 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.14559 mm
Modo 29	0.058	0.1655	0.075	0.9834	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.14012 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.14012 mm
Modo 30	0.053	0.1403	0.0325	0.9896	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.11682 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.11682 mm
Modo 31	0.049	0.0277	0.1469	0.9888	0.03 %	0.97 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.09782 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.09782 mm
Modo 32	0.048	0.2402	0.0144	0.9706	1.11 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.09342 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.09342 mm
Modo 33	0.046	0.1126	0.0896	0.9896	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.08885 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.08885 mm
Modo 34	0.042	0.2259	0.0304	0.9737	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.07369 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.07369 mm
Modo 35	0.039	0.2835	0.0055	0.959	0.63 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.06312 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.06312 mm
Modo 36	0.037	0.14	0.1241	0.9823	0.21 %	0.16 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.05717 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.05717 mm
Modo 37	0.035	0.1606	0.1012	0.9818	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.05082 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.05082 mm
Modo 38	0.034	0.2535	0.0566	0.9657	0.08 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04873 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04873 mm
Modo 39	0.034	0.2633	0.0488	0.9635	0.51 %	0.02 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04786 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04786 mm
Modo 40	0.033	0.2881	0.0332	0.957	0.2 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04532 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04532 mm
Modo 41	0.032	0.3254	0.0052	0.9456	0.09 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04109 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04109 mm
Modo 42	0.029	0.3347	0.0646	0.9401	0.39 %	0.01 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03436 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03436 mm
Modo 43	0.028	0.27	0.4191	0.8669	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03216 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03216 mm
Modo 44	0.027	0.2638	0.7244	0.637	2.62 %	19.76 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03025 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03025 mm
Modo 45	0.027	0.1198	0.009	0.9928	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02899 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02899 mm
Modo 46	0.025	0.6539	0.2927	0.6976	0.3 %	0.06 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02541 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02541 mm

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 2
Justificación de la acción sísmica (HORMIGÓN ARMADO)

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 47	0.023	0.7957	0.3129	0.5186	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02255 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02255 mm
Modo 48	0.023	0.9215	0.3686	0.1223	17.02 %	2.72 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02225 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02225 mm
Total					98.62 %	99.68 %		

T: Periodo de vibración en segundos.

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

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

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

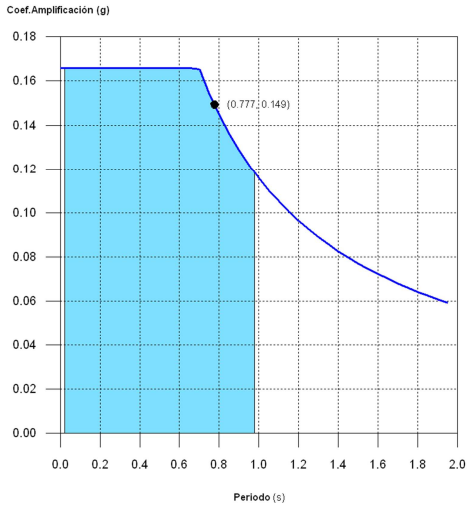
R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

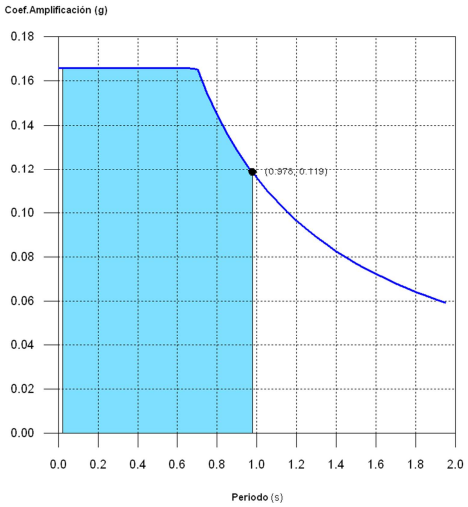
D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Representación de los periodos modales

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



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

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.777	0.149

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.978	0.119

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

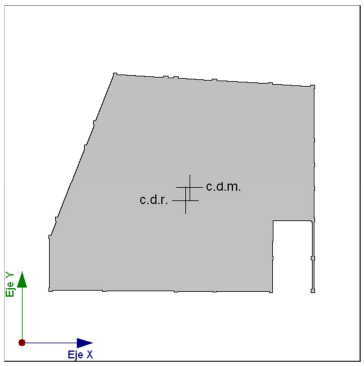
ANEXO 2
Justificación de la acción sísmica (HORMIGÓN ARMADO)

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

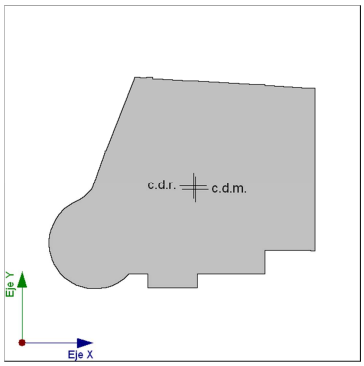
Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_X (m)	e_Y (m)
N+24.98 CUB ASC	(-1.22, 1.56)	(-3.10, 5.06)	1.89	-3.50
N+20.34 6PA	(-7.30, 4.66)	(-3.58, 5.25)	-3.73	-0.59
N+17.10 5PA	(-7.45, 4.65)	(-6.86, 5.68)	-0.59	-1.02
N+13.86 4PA	(-7.45, 4.65)	(-6.86, 5.68)	-0.59	-1.02
N+10.62 3PA	(-7.45, 4.65)	(-6.86, 5.68)	-0.59	-1.02
N+7.38 2PA	(-5.93, 4.90)	(-6.04, 5.69)	0.11	-0.79
N+4.14 1PA	(-5.22, 6.51)	(-5.40, 6.79)	0.17	-0.27
N+0.90 PB	(-7.60, 4.86)	(-8.00, 3.61)	0.41	1.25

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)
c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)
e_X: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)
e_Y: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

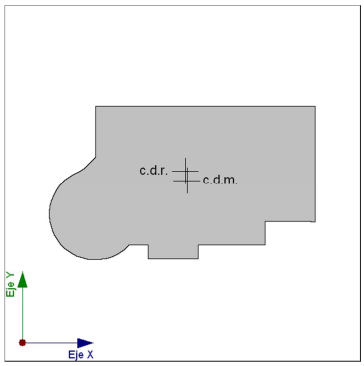
Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



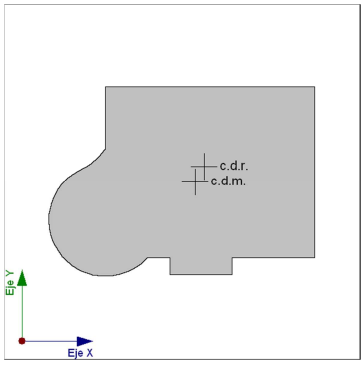
N+0.90 PB



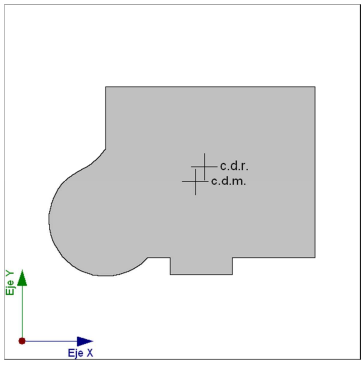
N+4.14 1PA



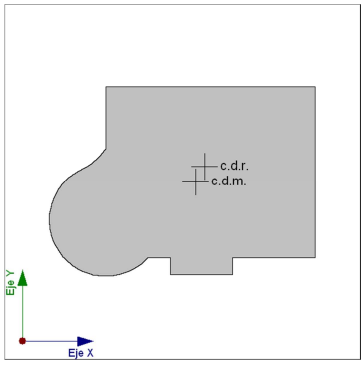
N+7.38 2PA



N+10.62 3PA

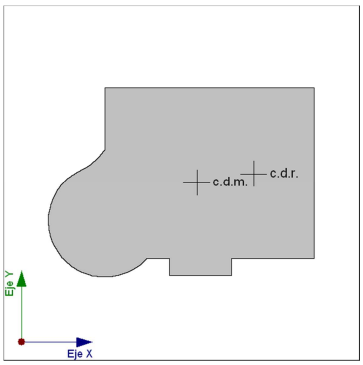


N+13.86 4PA

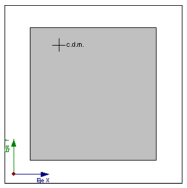


N+17.10 5PA

ANEXO 2
Justificación de la acción sísmica (HORMIGÓN ARMADO)



N+20.34 6PA



N+24.98 CUB ASC

1.5.- Corrección por cortante basal

1.5.1.- Cortante dinámico CQC

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

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_X (t)	$V_{d.X}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	1.95	141.92
	Modo 2	127.80	
	Modo 3	1.24	
	Modo 4	2.18	
	Modo 5	0.47	
	Modo 6	1.78	
	Modo 7	1.82	
	Modo 8	27.86	
	Modo 9	1.15	
	Modo 10	0.03	
	Modo 11	1.06	
	Modo 12	0.00	
	Modo 13	0.01	
	Modo 14	2.72	
	Modo 15	0.44	
	Modo 16	0.03	
	Modo 17	10.28	
	Modo 18	0.18	
	Modo 19	0.02	
	Modo 20	0.52	
	Modo 21	0.00	
	Modo 22	0.00	
	Modo 23	0.92	
	Modo 24	0.00	
	Modo 25	0.77	
	Modo 26	4.20	

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 2
Justificación de la acción sísmica (HORMIGÓN ARMADO)

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_X (t)	$V_{d.X}$ (t)
	Modo 27	0.01	
	Modo 28	0.06	
	Modo 29	0.00	
	Modo 30	0.00	
	Modo 31	0.09	
	Modo 32	2.98	
	Modo 33	0.00	
	Modo 34	0.00	
	Modo 35	1.69	
	Modo 36	0.56	
	Modo 37	0.00	
	Modo 38	0.22	
	Modo 39	1.37	
	Modo 40	0.53	
	Modo 41	0.23	
	Modo 42	1.04	
	Modo 43	0.00	
	Modo 44	7.01	
	Modo 45	0.00	
	Modo 46	0.81	
	Modo 47	0.01	
	Modo 48	45.51	

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (t)	$V_{d.Y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	86.60	111.07
	Modo 2	2.23	
	Modo 3	25.69	
	Modo 4	12.87	
	Modo 5	0.07	
	Modo 6	0.68	
	Modo 7	0.01	
	Modo 8	4.30	
	Modo 9	3.13	
	Modo 10	0.52	
	Modo 11	18.49	
	Modo 12	0.19	
	Modo 13	0.00	
	Modo 14	1.07	
	Modo 15	0.00	
	Modo 16	0.00	
	Modo 17	3.89	
	Modo 18	0.11	

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 2
Justificación de la acción sísmica (HORMIGÓN ARMADO)

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (t)	$V_{d.Y}$ (t)
	Modo 19	0.01	
	Modo 20	0.69	
	Modo 21	0.00	
	Modo 22	0.00	
	Modo 23	5.98	
	Modo 24	0.00	
	Modo 25	0.04	
	Modo 26	1.86	
	Modo 27	0.00	
	Modo 28	0.00	
	Modo 29	0.00	
	Modo 30	0.00	
	Modo 31	2.60	
	Modo 32	0.01	
	Modo 33	0.00	
	Modo 34	0.00	
	Modo 35	0.00	
	Modo 36	0.44	
	Modo 37	0.00	
	Modo 38	0.01	
	Modo 39	0.05	
	Modo 40	0.01	
	Modo 41	0.00	
	Modo 42	0.04	
	Modo 43	0.00	
	Modo 44	52.85	
	Modo 45	0.00	
	Modo 46	0.16	
	Modo 47	0.00	
	Modo 48	7.28	

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

1.5.2.- Cortante basal estático

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

$V_{S,X}$: Cortante sísmico en la base (X) (NEC -11, 2.7.2.1) **$V_{S,X}$** : *224.107* t

$$V_{s,x} = S_{d,x}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,X}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X) **$S_{d,X}(T_a)$** : *0.14* g

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 2
Justificación de la acción sísmica (HORMIGÓN ARMADO)

$T_{a,X}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1) **$T_{a,X}$** : *0.85* s

$$T_a = 0.047 \cdot h^{0.9}$$

Sistema estructural (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1): III

h: Altura del edificio **h** : *24.98* m

$V_{S,Y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NEC -11, 2.7.2.1) **$V_{S,Y}$** : *224.107* t

$$V_{s,y} = S_{d,y}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,Y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) **$S_{d,Y}(T_a)$** : *0.14* g

$T_{a,Y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1) **$T_{a,Y}$** : *0.85* s

$$T_a = 0.047 \cdot h^{0.9}$$

Sistema estructural (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1): III

h: Altura del edificio **h** : *24.98* m

W: Peso sísmico total de la estructura **W** : *1647.34* t

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

$$W = \sum_{i=1}^{n} w_i$$

w_i: Peso sísmico total de la planta "i"

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

Planta	w_i (t)
N+24.98 CUB ASC	15.98
N+20.34 6PA	172.44
N+17.10 5PA	184.02
N+13.86 4PA	184.02
N+10.62 3PA	184.02
N+7.38 2PA	202.74
N+4.14 1PA	249.47
N+0.90 PB	454.67
$W=\sum w_i$	**1647.34**

Anexo 3. Justificación de la acción sísmica (Acero)

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 3
Justificación de la acción sísmica (Acero)

1.- SISMO

Norma utilizada: NEC -11

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

Capítulo 2.- Peligro sísmico y requisitos de diseño

Método de cálculo: Análisis modal espectral (NEC -11, 2.7.7.6)

1.1.- Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica (NEC -11, 2.5.2.1): II

Región sísmica (NEC -11, 2.5.3): Sierra

Tipo de suelo (NEC -11, 2.5.4.5): C

Sistema estructural

$\mathbf{R_X}$: Factor de reducción (X) (NEC -11, 2.7.2.3) — $\mathbf{R_X}$: *6.00*

$\mathbf{R_Y}$: Factor de reducción (Y) (NEC -11, 2.7.2.3) — $\mathbf{R_Y}$: *6.00*

$\mathbf{\Phi_P}$: Coeficiente de regularidad en planta (NEC -11, 2.6.6) — $\mathbf{\Phi_P}$: *0.90*

$\mathbf{\Phi_E}$: Coeficiente de regularidad en elevación (NEC -11, 2.6.7) — $\mathbf{\Phi_E}$: *0.90*

Geometría en altura (NEC -11, 2.7.7.8): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura

Sistema estructural (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1): I

Sistema estructural (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1): I

h: Altura del edificio — **h** : *24.98* m

Importancia de la obra (NEC -11, 2.6.4.2): Otras estructuras

Parámetros de cálculo

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

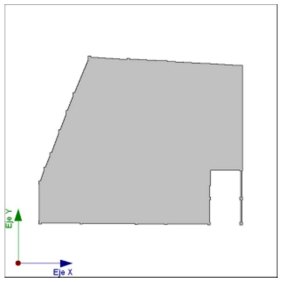
Fracción de sobrecarga de uso : *0.25*

Factor multiplicador del espectro : *1.00*

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

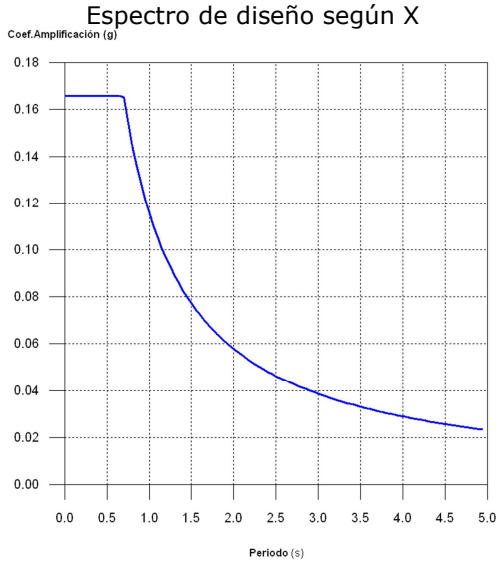
Acción sísmica según Y



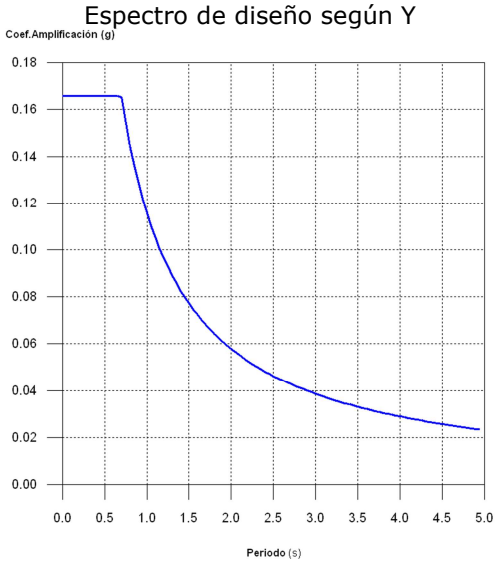
1.2.- Espectro de cálculo

1.2.1.- Espectro de diseño de aceleraciones

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



1.3.- Coeficientes de participación

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.829	0.0311	0.3204	0.9468	0.38 %	40.76 %	R = 4.86 A = 1.371 m/s² D = 23.8734 mm	R = 4.86 A = 1.371 m/s² D = 23.8734 mm
Modo 2	0.734	0.9786	0.0856	0.1871	47.94 %	0.37 %	R = 4.86 A = 1.549 m/s² D = 21.1418 mm	R = 4.86 A = 1.549 m/s² D = 21.1418 mm
Modo 3	0.492	0.0067	0.0765	0.997	0.07 %	8.89 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 9.99479 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 9.99479 mm
Modo 4	0.291	0.0136	0.1896	0.9818	0 %	0.66 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 3.49443 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 3.49443 mm
Modo 5	0.257	0.1221	0.2171	0.9685	1.73 %	5.48 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 2.72057 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 2.72057 mm
Modo 6	0.221	0.3788	0.2228	0.8982	0.49 %	0.17 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 2.00647 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 2.00647 mm
Modo 7	0.210	0.0292	0.9154	0.4014	0 %	0.16 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 1.81078 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 1.81078 mm
Modo 8	0.184	0.806	0.3166	0.5001	12.47 %	1.93 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 1.3938 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 1.3938 mm
Modo 9	0.142	0.0834	0.1762	0.9808	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.82792 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.82792 mm
Modo 10	0.140	0.0407	0.0387	0.9984	0.41 %	0.37 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.80648 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.80648 mm
Modo 11	0.127	0.0292	0.1256	0.9917	0.43 %	8.06 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.66632 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.66632 mm

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 3
Justificación de la acción sísmica (Acero)

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 12	0.119	0.0435	0.2664	0.9629	0.01 %	0.26 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.58347 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.58347 mm
Modo 13	0.116	0.1249	0.0001	0.9922	0.27 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.55355 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.55355 mm
Modo 14	0.108	0.229	0.0493	0.9722	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.47864 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.47864 mm
Modo 15	0.096	0.2483	0.0974	0.9638	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.38146 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.38146 mm
Modo 16	0.092	0.1834	0.0455	0.982	1.78 %	0.11 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.349 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.349 mm
Modo 17	0.090	0.3359	0.0143	0.9418	0.09 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.33249 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.33249 mm
Modo 18	0.083	0.759	0.6078	0.2335	2.52 %	1.62 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.28514 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.28514 mm
Modo 19	0.082	0.7726	0.6272	0.0987	0.58 %	0.38 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.27815 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.27815 mm
Modo 20	0.076	0.6235	0.7112	0.3247	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.23982 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.23982 mm
Modo 21	0.067	0.0215	0.0883	0.9959	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.18531 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.18531 mm
Modo 22	0.066	0.0217	0.0115	0.9997	0.04 %	0.01 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.17792 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.17792 mm
Modo 23	0.064	0.0757	0.1414	0.987	0.77 %	2.68 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.1683 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.1683 mm
Modo 24	0.060	0.2994	0.0984	0.9491	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.15054 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.15054 mm
Modo 25	0.059	0.4055	0.0142	0.914	0.03 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.14412 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.14412 mm
Modo 26	0.053	0.6002	0.4323	0.673	1.55 %	0.8 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.11644 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.11644 mm
Modo 27	0.052	0.4822	0.3599	0.7987	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.11295 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.11295 mm
Modo 28	0.050	0.1949	0.0354	0.9802	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.10498 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.10498 mm
Modo 29	0.049	0.0121	0.3491	0.937	0 %	0.37 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.09945 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.09945 mm

Modo	T	L_x	L_y	L_{qz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 30	0.045	0.2112	0.0546	0.9759	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.08304 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.08304 mm
Modo 31	0.043	0.5375	0.6636	0.5203	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.07754 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.07754 mm
Modo 32	0.041	0.1602	0.0709	0.9845	1.41 %	0.28 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.07045 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.07045 mm
Modo 33	0.041	0.1276	0.304	0.9441	0.17 %	0.98 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.06882 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.06882 mm
Modo 34	0.040	0.7056	0.6718	0.2253	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.06563 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.06563 mm
Modo 35	0.034	0.1531	0.0948	0.9837	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04897 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04897 mm
Modo 36	0.033	0.335	0.0832	0.9385	0.02 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04522 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04522 mm
Modo 37	0.032	0.3969	0.1258	0.9092	0.62 %	0.06 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04331 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04331 mm
Modo 38	0.032	0.3228	0.0433	0.9455	0.01 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04153 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.04153 mm
Modo 39	0.031	0.21	0.0957	0.973	0.96 %	0.2 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03905 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03905 mm
Modo 40	0.028	0.25	0.0342	0.9676	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03244 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03244 mm
Modo 41	0.027	0.3941	0.1658	0.904	0.84 %	0.15 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03017 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.03017 mm
Modo 42	0.025	0.2543	0.7366	0.6267	2.54 %	21.34 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.0252 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.0252 mm
Modo 43	0.024	0.3985	0.5281	0.7499	0.45 %	0.8 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02413 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02413 mm
Modo 44	0.024	0.2233	0.0396	0.9739	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02287 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02287 mm
Modo 45	0.023	0.1345	0.0979	0.9861	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02165 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02165 mm
Modo 46	0.023	0.8525	0.4183	0.3136	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02107 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02107 mm
Modo 47	0.022	0.7507	0.525	0.401	0.3 %	0.15 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02078 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.02078 mm
Modo 48	0.022	0.8204	0.4626	0.3361	0 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.01953 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.01953 mm
Modo 49	0.021	0.8585	0.3092	0.4092	18.43 %	2.39 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.01761 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s² D = 0.01761 mm
Total					97.31 %	99.43 %		

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 3
Justificación de la acción sísmica (Acero)

T: Periodo de vibración en segundos.

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

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

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

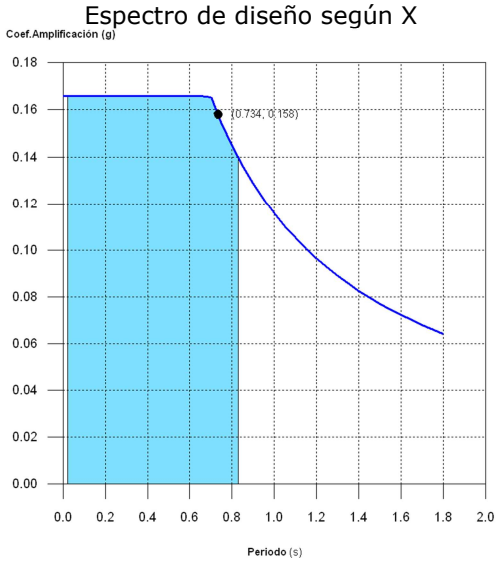
R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

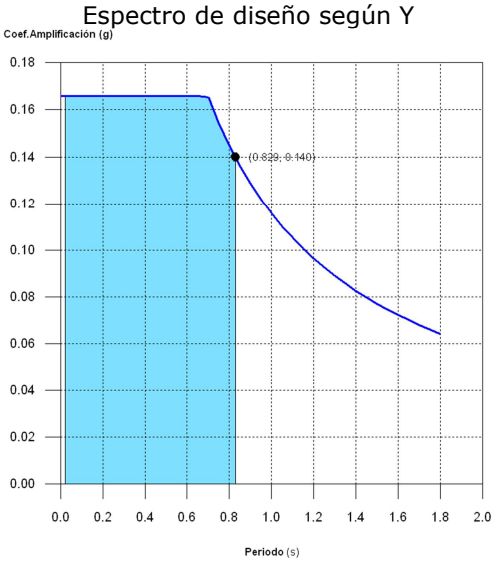
D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Representación de los periodos modales

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



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

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.734	0.158

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.829	0.140

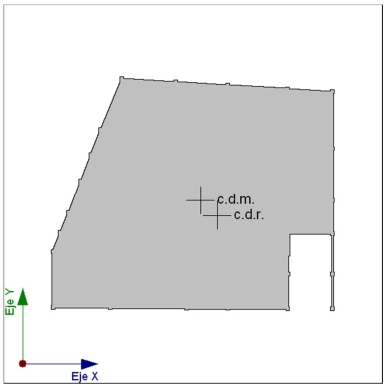
1.4.- Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_X (m)	e_Y (m)
N+24.98 CUB ASC	(-1.08, 1.44)	(-2.75, 4.63)	1.67	-3.19
N+20.34 6PA	(-7.29, 4.50)	(-3.01, 4.76)	-4.28	-0.26

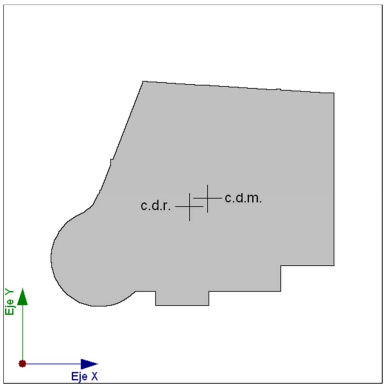
Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_X (m)	e_Y (m)
N+17.10 5PA	(-7.36, 4.54)	(-7.43, 5.46)	0.08	-0.92
N+13.86 4PA	(-7.35, 4.54)	(-7.32, 5.51)	-0.04	-0.96
N+10.62 3PA	(-7.35, 4.55)	(-7.23, 5.54)	-0.12	-1.00
N+7.38 2PA	(-5.77, 4.83)	(-6.94, 5.57)	1.17	-0.74
N+4.14 1PA	(-5.15, 6.69)	(-6.51, 6.06)	1.36	0.63
N+0.90 PB	(-7.69, 4.75)	(-6.18, 3.37)	-1.50	1.38

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)
c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)
e_X: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)
e_Y: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

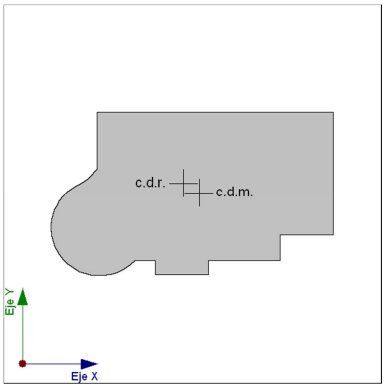
Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



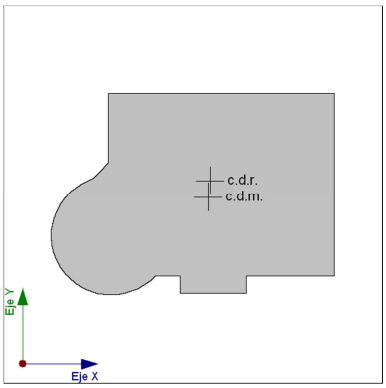
N+0.90 PB



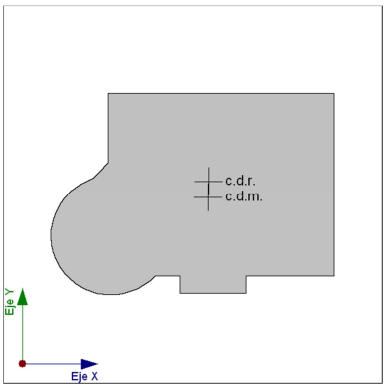
N+4.14 1PA



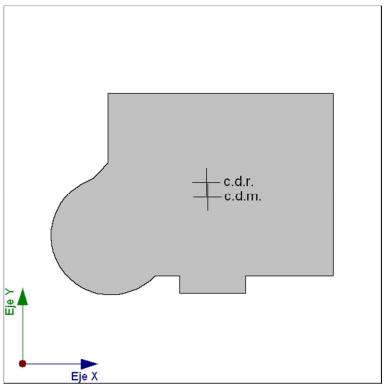
N+7.38 2PA



N+10.62 3PA



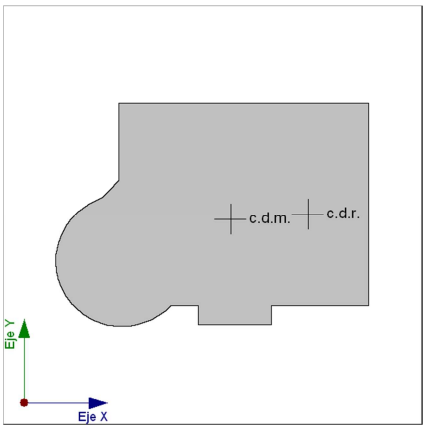
N+13.86 4PA



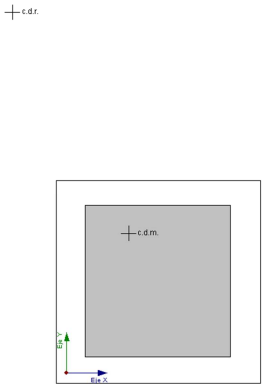
N+17.10 5PA

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 3
Justificación de la acción sísmica (Acero)



N+20.34 6PA



N+24.98 CUB ASC

1.5.- Corrección por cortante basal

1.5.1.- Cortante dinámico CQC

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

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_X (t)	$V_{d.X}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	0.61	98.40
	Modo 2	86.36	
	Modo 3	0.13	
	Modo 4	0.01	
	Modo 5	3.27	
	Modo 6	0.93	
	Modo 7	0.00	
	Modo 8	23.61	
	Modo 9	0.00	
	Modo 10	0.78	
	Modo 11	0.82	
	Modo 12	0.01	
	Modo 13	0.52	
	Modo 14	0.01	
	Modo 15	0.01	
	Modo 16	3.38	
	Modo 17	0.16	
	Modo 18	4.78	
	Modo 19	1.10	
	Modo 20	0.00	
	Modo 21	0.00	
	Modo 22	0.07	

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_X (t)	$V_{d,X}$ (t)
	Modo 23	1.45	
	Modo 24	0.00	
	Modo 25	0.06	
	Modo 26	2.93	
	Modo 27	0.00	
	Modo 28	0.00	
	Modo 29	0.00	
	Modo 30	0.00	
	Modo 31	0.00	
	Modo 32	2.66	
	Modo 33	0.33	
	Modo 34	0.00	
	Modo 35	0.00	
	Modo 36	0.03	
	Modo 37	1.18	
	Modo 38	0.02	
	Modo 39	1.81	
	Modo 40	0.00	
	Modo 41	1.58	
	Modo 42	4.81	
	Modo 43	0.86	
	Modo 44	0.00	
	Modo 45	0.00	
	Modo 46	0.00	
	Modo 47	0.56	
	Modo 48	0.00	
	Modo 49	34.87	

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (t)	$V_{d,Y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	64.93	83.90
	Modo 2	0.66	
	Modo 3	16.81	
	Modo 4	1.25	
	Modo 5	10.35	
	Modo 6	0.32	
	Modo 7	0.30	
	Modo 8	3.64	
	Modo 9	0.01	
	Modo 10	0.71	
	Modo 11	15.24	
	Modo 12	0.49	
	Modo 13	0.00	
	Modo 14	0.00	

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 3
Justificación de la acción sísmica (Acero)

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (t)	$V_{d.Y}$ (t)
	Modo 15	0.00	
	Modo 16	0.21	
	Modo 17	0.00	
	Modo 18	3.06	
	Modo 19	0.72	
	Modo 20	0.00	
	Modo 21	0.00	
	Modo 22	0.02	
	Modo 23	5.06	
	Modo 24	0.00	
	Modo 25	0.00	
	Modo 26	1.52	
	Modo 27	0.00	
	Modo 28	0.00	
	Modo 29	0.69	
	Modo 30	0.00	
	Modo 31	0.00	
	Modo 32	0.52	
	Modo 33	1.85	
	Modo 34	0.00	
	Modo 35	0.00	
	Modo 36	0.00	
	Modo 37	0.12	
	Modo 38	0.00	
	Modo 39	0.38	
	Modo 40	0.00	
	Modo 41	0.28	
	Modo 42	40.33	
	Modo 43	1.51	
	Modo 44	0.00	
	Modo 45	0.00	
	Modo 46	0.00	
	Modo 47	0.27	
	Modo 48	0.00	
	Modo 49	4.52	

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

1.5.2.- Cortante basal estático

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

$V_{S,X}$: Cortante sísmico en la base (X) (NEC -11, 2.7.2.1) **$V_{S,X}$** : *143.825* t

$$V_{s,x} = S_{d,x}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,X}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X) **$S_{d,X}(T_a)$** : *0.12* g

$T_{a,X}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1) **$T_{a,X}$** : *0.94* s

$$T_a = 0.072 \cdot h^{0.8}$$

Sistema estructural (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1): I

h: Altura del edificio **h** : *24.98* m

$V_{S,Y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NEC -11, 2.7.2.1) **$V_{S,Y}$** : *143.825* t

$$V_{s,y} = S_{d,y}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,Y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) **$S_{d,Y}(T_a)$** : *0.12* g

$T_{a,Y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1) **$T_{a,Y}$** : *0.94* s

$$T_a = 0.072 \cdot h^{0.8}$$

Sistema estructural (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1): I

h: Altura del edificio **h** : *24.98* m

W: Peso sísmico total de la estructura **W** : *1173.92* t

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

$$W = \sum_{i=1}^{n} w_i$$

w_i: Peso sísmico total de la planta "i"

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

Planta	w_i (t)
N+24.98 CUB ASC	15.63
N+20.34 6PA	127.67
N+17.10 5PA	112.22
N+13.86 4PA	112.75
N+10.62 3PA	113.19
N+7.38 2PA	135.54
N+4.14 1PA	180.97
N+0.90 PB	375.94
$W=\sum w_i$	**1173.92**

Anexo 4. Ejemplo comprobaciones Columna Tipo Hormigón

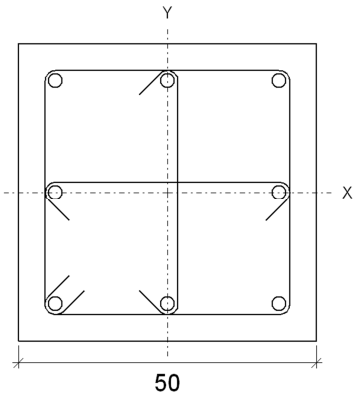
UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 4
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Col. Tipo Hormigón
COLUMNA G4

Las comprobaciones realizadas, se ejecutan en cada tramo de piso, en todas las columnas que conforman la estructura; pero por efectos de cantidad de hojas, se ha dejado el listado de comprobaciones modelo para un tramo.

5.- TRAMO (N+10.62 3PA: 10.380/11.725)

Datos del pilar



Geometría	
Dimensiones	: 50x50 cm
Tramo	: 7.380/8.725 m
Altura libre	: 2.69 m
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm
Tamaño máximo de agregado	: 15 mm

Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : f'c=240	Plano ZX : 2.69 m
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 2.69 m
Armadura longitudinal	**Estribos**
Esquina : 4Ø25	Perimetral : 1eØ10
Cara X : 2Ø25	Dirección X : 1rØ10
Cara Y : 2Ø25	Dirección Y : 1rØ10
Cuantía : 1.57 %	Separación : 5 - 18 cm

<u>Disposiciones relativas a las armaduras</u> (ACI 318M-08, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$\mathbf{s_l \geq s_{l,min}}$ **163 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{l,min}$** : *40* mm

$\mathbf{s_1} = 1.5 \cdot d_b$ **s_1** : *38* mm

$\mathbf{s_2} = 40$ mm **s_2** : *40* mm

$\mathbf{s_3} = 1.33 \cdot d_{ag}$ **s_3** : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. **d_b** : *25.0* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* mm

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$\mathbf{s_t \geq s_{t,min}}$ **50 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{t,min}$** : *40* mm

$\mathbf{s_1} = 1.5 \cdot d_{b,t}$ **s_1** : *15* mm

$\mathbf{s_2} = 40$ mm **s_2** : *40* mm

$\mathbf{s_3} = 1.33 \cdot d_{ag}$ **s_3** : *20* mm

Siendo:

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. **$d_{b,t}$** : *10.0* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t.max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$\mathbf{s_t} \leq \mathbf{s_{t,max}}$ **50 mm ≤ 400 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. **$s_{t,max}$** : *400* mm

$\mathbf{s_1} = 16 \cdot d_b$ **s_1** : *400* mm

$\mathbf{s_2} = 48 \cdot d_{b,t}$ **s_2** : *480* mm

$\mathbf{s_3} = b_{min}$ **s_3** : *500* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. **d_b** : *25.0* mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. **$d_{b,t}$** : *10.0* mm

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión. **b_{min}** : *500* mm

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 10, para barras longitudinales No. 32 o menores; y diámetro No. 13 como mínimo, para barras longitudinales No. 36, No. 43 y No. 57 y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$d_b \leq$ No. 32 $\rightarrow \mathbf{d_{b,t}} \geq$ No. 10 **Ø10 ≥ No. 10** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. **d_b** : *Ø25*

$d_{b.t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. **$d_{b.t}$** : *Ø10*

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-08, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.08 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$\mathbf{A_{st}} \geq 0.01 \cdot A_g$ **39.27 cm² ≥ 25.00 cm²** ✓

$\mathbf{A_{st}} \leq 0.08 \cdot A_g$ **39.27 cm² ≤ 200.00 cm²** ✓

Donde:

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 4
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Col. Tipo Hormigón
COLUMNA G4

A_q: Área total de la sección de hormigón. **A_q** : *2500.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-08, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.862*** ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x}$: *13.866* t

$V_{u,y}$: *0.310* t

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

$\phi \cdot V_{n,x}$: *16.082* t

$\phi \cdot V_{n,y}$: *26.050* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis 0.9·PP+0.9·CM+SX+0.3·SY.

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

V_n : *21.442* t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *21.442* t

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *34.733* t

([MPa] N_u/A_q y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

f'_c : *240.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : *0.014*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *24.55* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *500* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *3.012* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *17.129* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *68.969* t

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2500.00* cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c$$ **V_n** : *34.733* t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

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

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ **V_c** : *34.733* t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *240.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *500* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *-14.110* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-0.007* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *68.969* t

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2500.00* cm²

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 4
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Col. Tipo Hormigón
COLUMNA G4

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-08, Artículo 10)

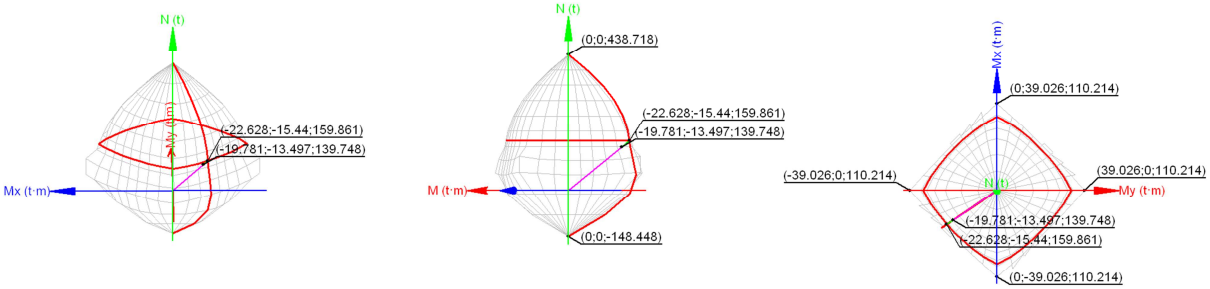
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY.

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.874*** ✓

$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **139.748 t ≤ 346.804 t** ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *139.748* t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *-13.497* t·m

$M_{u,y}$: *-19.781* t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *159.861* t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *-15.440* t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *-22.628* t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

18.6 ≤ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.690* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *14.43* cm

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22 \qquad \textbf{18.6} \leq \textbf{22.0}$$ ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.690* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *14.43* cm

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.80 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot \left(A_g - A_{st}\right) + f_y \cdot A_{st}\right]$$ **$\phi \cdot P_{n,max}$** : *346.804* t

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *240.00* kp/cm²

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *4200.00* kp/cm²

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2500.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. **A_{st}** : *39.27* cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

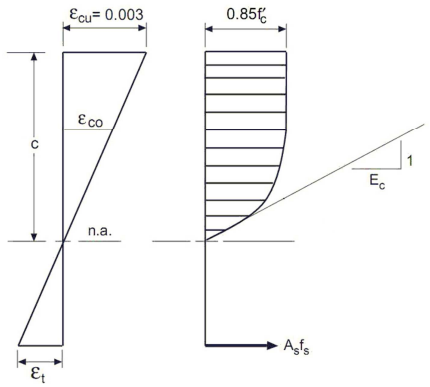
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 4
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Col. Tipo Hormigón
COLUMNA G4

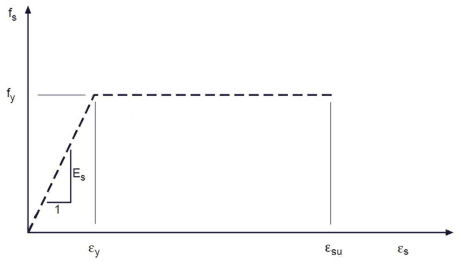


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *240.00* kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

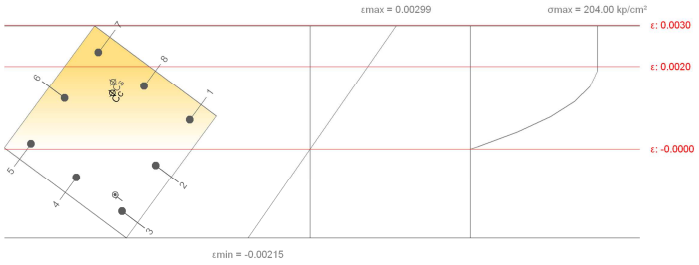
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_v: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_v** : *4200.00* kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-187.50	187.50	+1437.66	+0.000705
2	Ø25	0.00	187.50	-818.72	-0.000402

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
3	Ø25	187.50	187.50	-3075.09	-0.001508
4	Ø25	187.50	0.00	-1405.10	-0.000689
5	Ø25	187.50	-187.50	+264.88	+0.000130
6	Ø25	0.00	-187.50	+2521.25	+0.001237
7	Ø25	-187.50	-187.50	+4200.00	+0.002343
8	Ø25	-187.50	0.00	+3107.64	+0.001524

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	215.344	-106.26	-69.95
Cs	56.608	-137.89	-90.22
T	26.012	158.53	137.78

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *245.939* t

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n.x}$: *-23.754* t·m

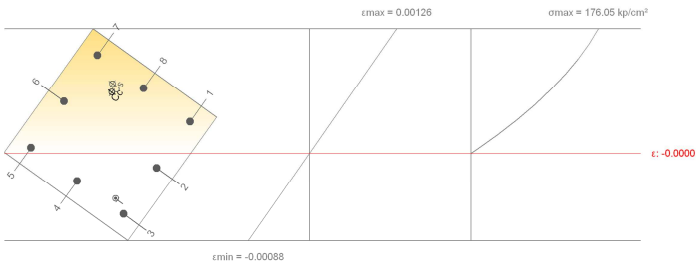
$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *-34.812* t·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *215.344* t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *56.608* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *26.012* t
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc.x}$** : *-106.26* mm; **$e_{cc,y}$** : *-69.95* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *-137.89* mm; **$e_{cs,y}$** : *-90.22* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{T.x}$** : *158.53* mm; **$e_{T,y}$** : *137.78* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0030*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0015*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *204.00* kp/cm²
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *3075.09* kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 4
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Col. Tipo Hormigón
COLUMNA G4

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-187.50	187.50	+653.40	+0.000320
2	Ø25	0.00	187.50	-300.55	-0.000147
3	Ø25	187.50	187.50	-1254.50	-0.000615
4	Ø25	187.50	0.00	-569.96	-0.000280
5	Ø25	187.50	-187.50	+114.59	+0.000056
6	Ø25	0.00	-187.50	+1068.54	+0.000524
7	Ø25	-187.50	-187.50	+2022.49	+0.000992
8	Ø25	-187.50	0.00	+1337.94	+0.000656

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	124.668	-116.41	-77.94
Cs	25.512	-140.68	-92.08
T	10.432	160.98	137.21

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *139.748* t

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *-13.497* t·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *-19.781* t·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *124.668* t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *25.512* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *10.432* t
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *-116.41* mm; **$e_{cc,y}$** : *-77.94* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *-140.68* mm; **$e_{cs,y}$** : *-92.08* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{T,x}$** : *160.98* mm; **$e_{T,y}$** : *137.21* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0013*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0006*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *176.05* kp/cm²
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *1254.50* kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-08, Artículo 21)

Armadura transversal

El espaciamiento s_o no debe exceder $s_{o,max}$ (Artículo 21.3.5.2):

$s_o \leq s_{o,max}$ **50 mm ≤ 200 mm** ✓

Donde:

$s_{o,max}$: Valor mínimo de s_{o1}, s_{o2}, s_{o3}, s_{o4}. $s_{o,max}$: *200* mm

$s_{o1} = 8 \cdot d_b$ s_{o1} : *200* mm

$s_{o2} = 24 \cdot d_{b,t}$ s_{o2} : *240* mm

$s_{o3} = b_{min}/2$ s_{o3} : *250* mm

$s_{o4} = 300$ mm s_{o4} : *300* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. d_b : *25.0* mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $d_{b,t}$: *10.0* mm

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión. b_{min} : *500.00* mm

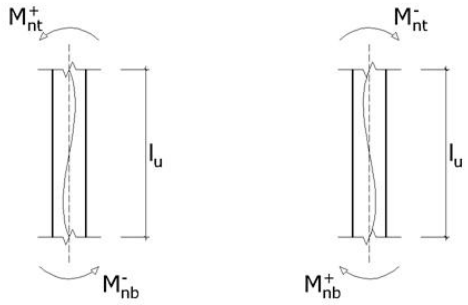
Criterios de diseño por sismo (NEC-11)

Resistencia mínima a flexión de columnas. (ACI-318-08)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura. ✓

Cortante de diseño para columnas. (ACI-318-08)

El $\phi \cdot V_n$ de vigas y columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b): (a) La fuerza cortante de diseño de vigas que resisten efectos sísmicos, V_e, no debe ser menor que la suma del cortante asociado con el desarrollo de momentos nominales en cada extremo y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas (Artículo 21.3.3).



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia ϕ : *1.00*

V_n: Resistencia nominal a cortante.

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 4
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Col. Tipo Hormigón
COLUMNA G4

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}.

$$V_{e1} = \frac{M_{nt}^{-} + M_{nb}^{+}}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{nt}^{+} + M_{nb}^{-}}{l_u}$$

Siendo:

l_u: Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.
M_n: Momentos nominales del elemento en cada extremo.

	l_u (m)	M_{nt}^{+} (t·m)	M_{nt}^{-} (t·m)	M_{nb}^{+} (t·m)	M_{nb}^{-} (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.69	37.38	37.38	37.13	37.13	27.70	27.70	27.70	68.94	✓
Cortante en el eje Y	2.69	37.38	37.38	37.13	37.13	27.70	27.70	27.70	58.21	✓ *

(*): valor pésimo

(b) El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente.

$\phi \cdot V_n \geq V_u$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia — **ϕ** : *1.00*
V_n: Resistencia nominal a cortante.
V_u: El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente

	V_u (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	7.16	76.90	✓
Cortante en el eje Y	7.88	58.21	✓ *

(*): valor pésimo

Diseño a flexión, 4.3.2 (NEC-11)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura. ✓

Requisitos de capacidad en cortante. Elementos de pórtico, 4.6.1.2 (NEC-11)

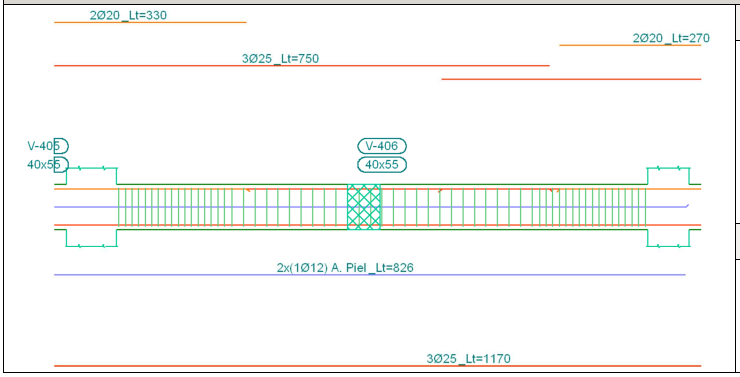
No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura. ✓

Anexo 5. Ejemplo comprobaciones Viga Tipo Hormigón

ANEXO 5
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Hormigón
PÓRTICO 2, TRAMO CENTRAL

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga



Geometría	
Dimensiones	: 40x55
Luz libre	: 6.4 m
Recubrimiento geométrico superior	: 4.0 cm
Recubrimiento geométrico inferior	: 4.0 cm
Recubrimiento geométrico lateral	: 4.0 cm
Materiales	
Hormigón	: f'c=240
Armadura longitudinal	: Grado 60 (Latinoamérica)
Armadura transversal	: Grado 60 (Latinoamérica)

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318M-08))																						Estado
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T_c	T_{st}	T_{sl}	TNM_x	TNM_y	TV_x	TV_y	TV_xS_t	TV_yS_t	$T,Disp._{sl}$	$T,Disp._{st}$	$T,Geom._{sl}$	$T,Arm._{st}$	Sism.	Disp. S.	Cap. H	Cap. S	
V-406: G3 - G4	Cumple	Cumple	'0.000 m' η = 24.5	'6.443 m' η = 47.4	'G3' η = 41.1	'5.945 m' η = 79.0	'0.177 m' η = 14.5	'0.000 m' η = 13.8	'1.343 m' η = 26.8	N.P.(1)	'0.000 m' Cumple	N.P.(2)	'6.443 m' η = 29.2	N.P.(2)	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	Cumple	'0.000 m' Cumple	Cumple	**CUMPLE η = 79.0**

Notación:
Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
Arm.: Armadura mínima y máxima
Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)
N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)
T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.
TNM_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua
TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
TV_xS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TV_yS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
$T,Disp._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
$T,Disp._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
$T,Geom._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
$T,Arm._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
Sism.: Criterios de diseño por sismo
Disp. S.: Criterios de diseño por sismo
Cap. H: Cortante de diseño para vigas.
Cap. S: Requisitos de capacidad en cortante. Elementos de pórtico, 4.6.1.1
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.
(2) No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318M-08))				Estado
	$s_{C,sup.}$	$s_{C,Lat.Der.}$	$s_{C,inf.}$	$s_{C,Lat.Izq.}$	
V-406: G3 - G4	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 3.001 m Cumple	x: 0 m Cumple	**CUMPLE**

Notación:
$s_{C,sup.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
$s_{C,Lat.Der.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
$s_{C,inf.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
$s_{C,Lat.Izq.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)

Viga	**Activa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-406: G3 - G4	$f_{A,max}$: 1.74 mm $f_{A,lim}$: 13.42 mm	**CUMPLE**

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

Las comprobaciones de resistencia se realizan sobre todo el pórtico, pero por efecto de extensión de hojas, solo se analiza en una tramo de la viga del pórtico. Este análisis se realizó para todos los pórticos que componen a la losa de análisis.

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-08, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$\mathbf{s_l \geq s_{l,min}}$ **30 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{l,min}$** : *25* mm

$\mathbf{s_1 = d_b}$ **s_1** : *20* mm

$\mathbf{s_2 = 25\ mm}$ **s_2** : *25* mm

$\mathbf{s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}}$ **s_3** : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. **d_b** : *20.0* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* mm

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-08, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$\mathbf{A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}}$ **14.73 cm² ≥ 5.67 cm²** ✓

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis. **$A_{s,req}$** : *4.25* cm²

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$\mathbf{A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}}$ **21.01 cm² ≥ 18.46 cm²** ✓

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis. **$A_{s,req}$** : *13.85* cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-08, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.432*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *18.438* t

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *42.724* t

ANEXO 5
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Hormigón
PÓRTICO 2, TRAMO CENTRAL

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c + V_s$$

V_n : *56.965* t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *16.722* t

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *28.014* t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *240.00* kp/cm²

$$\sqrt{f'_c} \not> 8.3 \text{ MPa}$$

$$\boldsymbol{\rho_w} = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : *0.011*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *21.01* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *400* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *488* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : *25.895* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-25.895* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *0.000* t

h: Altura de un elemento. **h** : *550.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2200.00* cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : *40.244* t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ **V_s** : *64.399* t

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.57* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *488* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *80* mm

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón. **f'_c** : *240.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *400* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$\mathbf{s} \leq \mathbf{s_{max}}$ **80 mm** ≤ **245 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *245* mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ **s_1** : *245* mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm **s_2** : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *488* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v} \geq \mathbf{A_{v,min}}$ **1.57 cm²** ≥ **0.27 cm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ **$A_{v,min}$** : *0.23* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$ **$A_{v,min}$** : *0.27* cm²

([MPa] f_{yt})

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 5
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Hormigón
PÓRTICO 2, TRAMO CENTRAL

Siendo:

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón. **f'_c** : *240.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *400* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *80* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \not> 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-08, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'G3', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

η : ***0.746*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.000* t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *-26.182* t·m

$M_{u,y}$: *0.000* t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *0.000* t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *-35.079* t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *0.000* t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

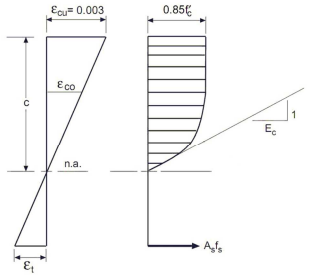
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

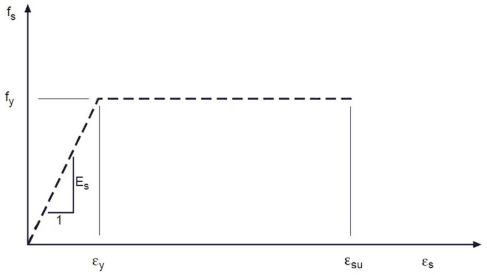


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *240.00* kp/cm²

εcu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **εcu** : *0.0030*

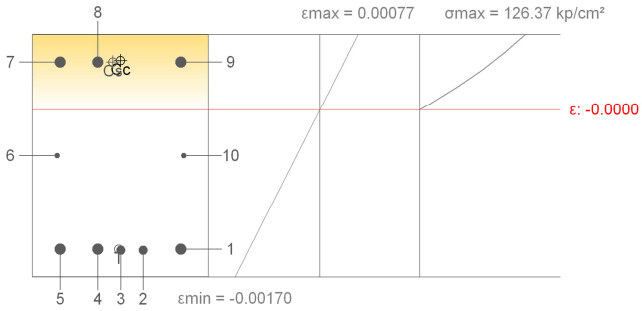
εc0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **εc0** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *4200.00* kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-137.50	212.50	-2901.51	-0.001423
2	Ø20	-51.67	215.00	-2924.40	-0.001434
3	Ø20	-1.25	215.00	-2924.40	-0.001434
4	Ø25	51.67	212.50	-2901.51	-0.001423
5	Ø25	137.50	212.50	-2901.51	-0.001423
6	Ø12	144.00	0.00	0.00	-0.000469
7	Ø25	137.50	-212.50	+990.02	+0.000486
8	Ø25	51.67	-212.50	+990.02	+0.000486
9	Ø25	-137.50	-212.50	+990.02	+0.000486

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 5
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Hormigón
PÓRTICO 2, TRAMO CENTRAL

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
10	Ø12	-144.00	0.00	0.00	-0.000469

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	46.527	0.00	-216.04
Cs	14.580	0.00	-212.50
T	61.107	0.00	213.25

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.000* t

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *-26.182* t·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.000* t·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *46.527* t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *14.580* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *61.107* t
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cc,y}$** : *-216.04* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *-212.50* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{T,x}$** : *0.00* mm; **$e_{T,y}$** : *213.25* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0008*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0014*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *126.37* kp/cm²
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *2924.40* kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (ACI 318M-08, Artículo 11.5.3.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.177 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY".

Se debe satisfacer:

$$\sigma_{u,TV} \leq \phi \cdot \sigma_{n,TV}$$

4.61 kp/cm² ≤ 31.82 kp/cm² ✓

Donde:

- **$\sigma_{u,TV}$**: Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión. — **$\sigma_{u,TV}$** : *4.61* kp/cm²
- **$\sigma_{n,TV}$**: Esfuerzo límite de agrietamiento por cortante y torsión. — **$\sigma_{n,TV}$** : *42.43* kp/cm²
- **ϕ**: Factor de reducción de resistencia. — **ϕ** : *0.75*

Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión.

$$\sigma_{u,TV} = \frac{T_u \cdot p_h}{1,7 \cdot A_{0h}^2}$$

Donde:

T_u: Torsión mayorada en la sección. **T_u** : *1.035* t·m

A_{0h}: Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo. **A_{0h}** : *1426.00* cm²

p_h: Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo. **p_h** : *1540.00* mm

Esfuerzo límite de agrietamiento por cortante y torsión.

$$\sigma_{n,TV} = \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \right)$$

Donde:

V_c: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto. **V_c** : *19.071* t

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *400.00* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *487.50* mm

f'_c: Resistencia especificada a compresión del concreto. **f'_c** : *240.00* kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (ACI 318M-08, Artículo 11.5.3.6)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY".

Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot T_n \geq T_u$$ **7.493 t·m ≥ 1.035 t·m** ✓

Donde:

T_n: Resistencia nominal a torsión. **T_n** : *9.991* t·m

T_u: Torsión mayorada en la sección. **T_u** : *1.035* t·m

ϕ: Factor de reducción de resistencia. **ϕ** : *0.75*

Resistencia torsional mayorada (Artículo 11.5.3.6).

$$T_n = \frac{2 \cdot A_0 \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \text{ctg}\theta$$

Donde:

A_t: Área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión. **A_t** : *0.79* cm²

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *80* mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_{yt}** : *4200.00* kp/cm²

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : *45.0* grados

A_0: Área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante alrededor del perímetro del tubo. **A_0** : *1212.10* cm²

$$A_0 = 0,85 \cdot A_{0h}$$

Siendo:

A_{0h}: Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo. **A_{0h}** : *1426.00* cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (ACI 318M-08, Artículo 11.5.3.7)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.343 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.3·SX+SY".

Se debe satisfacer:

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 5
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Hormigón
PÓRTICO 2, TRAMO CENTRAL

$A_{st} \geq A_l$ **30.87 cm² ≥ 8.27 cm²** ✓

Donde:

A_{st}: Área total del refuerzo longitudinal no preesforzado. **A_{st}** : *30.87* cm²

A_l: Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión. **A_l** : *8.27* cm²

Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión (Artículo 11.5.3.7).

$$A_l = \frac{A_t}{s} \cdot p_h \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot ctg^2\theta \geq A_{l,min}$$

Donde:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2 \cdot A_0 \cdot f_{yt}} \cdot tg\theta$$ **A_t/s** : *0.04*

T_u: Torsión mayorada en la sección. **T_u** : *0.413* t·m

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_y del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *4200.00* kp/cm²

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *4200.00* kp/cm²

θ: Ángulo entre el eje de un puntal, diagonal de compresión, o campo de compresión, y la cuerda de tracción de un elemento. **θ** : *45.0* grados

p_h: Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo. **p_h** : *1540* mm

A_0: Área bruta encerrada por la trayectoria el flujo de cortante. **A_0** : *1212.10* cm²

$$A_0 = 0,85 \cdot A_{0h}$$

Siendo:

A_{0h}: Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo. **A_{0h}** : *1426.00* cm²

Área mínima total de refuerzo longitudinal necesario por torsión (Artículo 11.5.5.3).

$$A_{l,min} = \frac{0,42 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y}$$ **$A_{l,min}$** : *8.27* cm²

(Con [MPa] f'_c, f_y y f_{yt}, A_{cp} y A_t en mm², s y p_h en mm)

Donde:

A_{cp}: Area de la sección encerrada por el perímetro exterior de concreto. **A_{cp}** : *2200.00* cm²

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *240.00* kp/cm²

Siendo:

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{0,175 \cdot b_w}{f_{yt}}$$ **A_t/s** : *0.17*

(Con A_t en mm², [MPa] f_{yt}, s y b_w en mm)

Donde:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *400* mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (ACI 318M-08, Artículo 11.5.3.8)

Resistencia al momento torsional, momento y fuerzo axial. Refuerzo longitudinal (Articulo 11.5.3.8).
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+0.3·SX+SY.

Se debe satisfacer:

$A_s \geq \frac{A_l}{2} + A_{s,nec}$ **2214.20 mm² ≥ 1392.52 mm²** ✓

$$A'_s \geq \frac{A_l}{2} - A_R \geq \frac{A_{l,min}}{2}$$ **1585.80 mm² ≥ 413.14 mm²** ✓

Donde:

A_l: Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión.	**A_l** :	*826.27*	mm²
A_s: Área del refuerzo longitudinal a tracción.	**A_s** :	*2214.20*	mm²
$A_{s,nec}$: Área del refuerzo longitudinal a tracción para resistir flexión y cargas axiales.	**$A_{s,nec}$** :	*979.38*	mm²
A'_s: Área del refuerzo a compresión.	**A'_s** :	*1585.80*	mm²
A_R: Reducción en el acero longitudinal para torsión requerido en la zona de compresión.	**A_R** :	*10.24*	mm²
$A_{l,min}$: Área mínima del refuerzo longitudinal para resistir torsión.	**$A_{l,min}$** :	*826.27*	mm²

Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión (Articulo 11.5.3.7).

$$A_l = \frac{A_t}{s} \cdot p_h \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot ctg^2\theta \geq A_{l,min}$$

Donde:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 \cdot A_0 \cdot f_{yt}} \cdot tg\theta$$ **A_t/s** : *0.10* mm²/mm

T_u: Torsión mayorada en la sección.	**T_u** :	*9760876.00*	N·mm
f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.	**f_{yt}** :	*412.02*	MPa
f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.	**f_y** :	*412.02*	MPa
θ: Ángulo entre el eje de un puntal, diagonal de compresión, o campo de compresión, y la cuerda de tracción de un elemento.	**θ** :	*45*	grados
p_h: Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado mas externo.	**p_h** :	*1540*	mm
A_0: Área bruta encerrada por la trayectoria el flujo de cortante.	**A_0** :	*121210.00*	mm²

$$A_0 = 0,85 \cdot A_{0h}$$

Siendo:

A_{0h}: Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado mas externo.	**A_{0h}** :	*142600.00*	mm²

Área mínima del refuerzo longitudinal para resistir torsión (Articulo 11.5.5.3).

$$A_{l,min} = \frac{0,42 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y}$$

Donde:

A_{cp}: Area de la sección encerrada por el perímetro exterior de concreto.	**A_{cp}** :	*220000.00*	mm²
f'_c: Resistencia especificada a compresión del concreto.	**f'_c** :	*23.54*	MPa

Siendo:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{0,175 \cdot b_w}{f_{yt}}$$ **A_t/s** : *0.17* mm²/mm

Donde:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.	**b_w** :	*400*	mm

Reducción en el acero longitudinal para torsión requerido en la zona de compresión (Articulo 11.5.3.9).

$$A_R = \frac{M_u}{0,9 \cdot d \cdot f_y}$$

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 5
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Hormigón
PÓRTICO 2, TRAMO CENTRAL

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *488* mm

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *185352968.00* N·mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (ACI 318M-08, Artículo 11.5.3.8)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY".

Se debe satisfacer:

$$A_{v+t} \geq 2 \cdot A_{t,nec} + A_{v,nec}$$ **19.63 cm²/m ≥ 2.71 cm²/m** ✓

Donde:

A_{v+t}: Área por unidad de longitud de la armadura transversal. **A_{v+t}** : *19.63* cm²/m

$A_{v,nec}$: Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por cortante. **$A_{v,nec}$** : *0.00* cm²/m

$A_{t,nec}$: Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por torsión en forma de cercos cerrados. **$A_{t,nec}$** : *1.35* cm²/m

$$A_{T0,nec} = \frac{T_u}{f_{yt} \cdot 2 \cdot A_0} \cdot tg\theta$$

T_u: Torsión mayorada en la sección. **T_u** : *1.035* t·m

A_0: Área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante alrededor del perímetro del tubo. **A_0** : *1212.10* cm²

$$A_0 = 0,85 \cdot A_{0h}$$

Siendo:

A_{0h}: Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo. **A_{0h}** : *1426.00* cm²

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_{yt}** : *4200.00* kp/cm²

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : *45.0* grados

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (ACI 318M-08, Artículo 11.5.6.2)

El refuerzo longitudinal requerido para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro del estribo cerrado con un espaciamiento máximo de 300 mm.

$$s \leq 300 \quad mm$$ **194 mm ≤ 300 mm** ✓

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (ACI 318M-08, Artículo 11.5.6.1)

La separación entre armaduras transversales para torsión s, no debe ser mayor que s_{max} (Artículo 11.5.6.1).

$$s \leq s_{max}$$ **80 mm ≤ 193 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *193* mm

$$s_1 = \frac{p_h}{8}$$

s_1 : *193* mm

$s_2 = 300\text{mm}$ s_2 : *300* mm

Siendo:

p_h: Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo. p_h : *1540.0* mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (ACI 318M-08, Artículo 11.5.6.2)

Las barras longitudinales deben tener un diámetro de al menos ϕ_{min}.

$\phi \geq \phi_{min}$ **20 mm** ≥ **10 mm** ✓

Donde:

ϕ_{min}: Valor máximo de ϕ_1, ϕ_2. ϕ_{min} : *10* mm

$\phi_1 = 0,042 \cdot s$ ϕ_1 : *3* mm

$\phi_2 = 10 \quad mm$ ϕ_2 : *10* mm

Siendo:

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *80* mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (ACI 318M-08, Artículo 11.5.5)

Cuando sea necesario disponer refuerzo para torsión, de acuerdo con 11.5.5.1, el área mínima de estribos cerrados debe calcularse como (Artículo 11.5.5.2):

$(\mathbf{A_v} + 2 \cdot \mathbf{A_t}) \geq \mathbf{A_{min}}$ **1.57 cm²** ≥ **0.27 cm²** ✓

Donde:

A_v: Área de dos ramas de un estribo cerrado. A_v : *0.00* cm²

A_t: Área de una sola rama de un estribo cerrado. A_t : *0.79* cm²

A_{min}: Valor máximo de A_1, A_2. A_{min} : *0.27* cm²

$\mathbf{A_1} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ A_1 : *0.23* cm²

$\mathbf{A_2} = \frac{(0.35 \cdot b_w \cdot s)}{f_{yt}}$ A_2 : *0.27* cm²

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *240.00* kp/cm²

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_{yt} : *4200.00* kp/cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : *400* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *80* mm

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-08, Artículo 21)

ANEXO 5
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Hormigón
PÓRTICO 2, TRAMO CENTRAL

Las vigas deben tener al menos dos barras longitudinales continuas colocadas a lo largo de ambas caras superior e inferior (Articulo 21.2.2).

$n \geq 2$ **3 ≥ 2** ✓

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Articulo 21.3.4.2).

$s_0 \leq s_{max}$ **80 mm ≤ 125 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3, s_4. **s_{max}** : *125* mm

$s_1 = \frac{d}{4}$ **s_1** : *125* mm

$s_2 = 8 \cdot \phi_{min}$ **s_2** : *160* mm

$s_3 = 24 \cdot \phi_t$ **s_3** : *240* mm

$s_4 = 300 \quad mm$ **s_4** : *300* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *488* mm

Φ_{min}: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. **Φ_{min}** : *20.0* mm

Φ_t: Diámetro de la barra del estribo. **Φ_t** : *10.0* mm

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo (Articulo 21.3.4.1).

$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{3} \cdot \phi \cdot M_{n,neg}$ **244604127 N·mm ≥ 114707420 N·mm** ✓

Donde:

$\Phi \cdot M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **$\Phi \cdot M_{n,pos}$** : *244604127* N·mm

$\Phi \cdot M_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **$\Phi \cdot M_{n,neg}$** : *344122260* N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Articulo 21.3.4.1).

$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **244604127 N·mm ≥ 76471613 N·mm** ✓

Donde:

$\Phi \cdot M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **$\Phi \cdot M_{n,pos}$** : *244604127* N·mm

$\Phi \cdot M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **$\Phi \cdot M_{n,a,neg}$** : *382358067* N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Articulo 21.3.4.1).

$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **344122260 N·mm ≥ 76471613 N·mm** ✓

Donde:

Φ·M$_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Φ·M$_{n,neg}$** : *344122260* N·mm

Φ·M$_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Φ·M$_{n,a,neg}$** : *382358067* N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Articulo 21.3.4.1).

$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,pos}$ **244604127 N·mm ≥ 54356473 N·mm** ✓

Donde:

Φ·M$_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **Φ·M$_{n,pos}$** : *244604127* N·mm

Φ·M$_{n,a,pos}$: Resistencia a momento positivo en la cara de cualquiera de los nudos. **Φ·M$_{n,a,pos}$** : *271782363* N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Articulo 21.3.4.1).

$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,pos}$ **344122260 N·mm ≥ 54356473 N·mm** ✓

Donde:

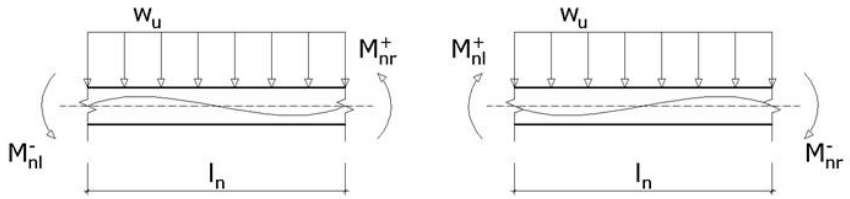
Φ·M$_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Φ·M$_{n,neg}$** : *344122260* N·mm

Φ·M$_{n,a,pos}$: Resistencia a momento positivo en la cara de cualquiera de los nudos. **Φ·M$_{n,a,pos}$** : *271782363* N·mm

Criterios de diseño por sismo (NEC-11)

Cortante de diseño para vigas. (ACI-318-08)

El $\phi \cdot V_n$ de vigas y columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b):(a) La fuerza cortante de diseño de vigas que resisten efectos sísmicos, V_e, no debe ser menor que la suma del cortante asociado con el desarrollo de momentos nominales en cada extremo y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas (Artículo 21.3.3).



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$ **42.88 t ≥ 18.73 t** ✓

Donde:

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 5
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Hormigón
PÓRTICO 2, TRAMO CENTRAL

ϕ: Factor de reducción de resistencia — **ϕ** : *1.00*

V_n: Resistencia nominal a cortante. — **V_n** : *42.88* t

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1},V_{e2}. — **V_e** : *18.73* t

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{nl}^{-} + M_{nr}^{+}}{l_n}$$

V_{e1} : *18.73* t

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{nl}^{+} + M_{nr}^{-}}{l_n}$$

V_{e2} : *18.73* t

Where:

w_u: Carga mayorada por unidad de longitud de viga. — **w_u** : *2.60* t/m

l_n: Luz libre medida entre caras de los apoyos. — **l_n** : *6.44* m

M_n: Momentos nominales del elemento en cada extremo. — **M_{nl}^{+}** : *27.70* t·m

M_{nl}^{-} : *38.98* t·m

M_{nr}^{+} : *27.70* t·m

M_{nr}^{-} : *38.98* t·m

(b) El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente.

$\phi \cdot V_n \geq V_u$ — **42.88 t ≥ 14.30 t** ✓

ϕ: Factor de reducción de resistencia — **ϕ** : *1.00*

V_n: Resistencia nominal a cortante. — **V_n** : *42.88* t

V_u: El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente — **V_u** : *14.30* t

4.- COMPROBACIONES DE FLECHA

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "3.34 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ — **1.74 mm ≤ 13.42 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa — **$f_{A,lim}$** : *13.42* mm

$f_{A,lim}$= L/480

L: longitud de referencia — **L** : *6.44* m

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{A,max}$** : *1.74* mm

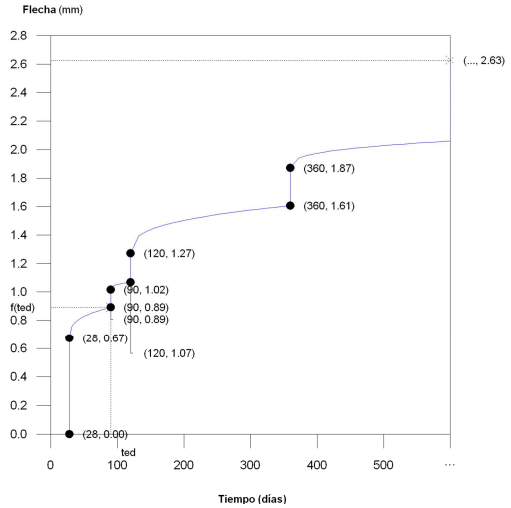
Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante (f(t_{ed}))

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$** : *2.63* mm

Flecha total a plazo infinito

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.67	0.67	0.22	0.89	0.89
2-3	90	120	0.89	0.12	1.02	0.05	1.07	1.07
3-4	120	360	1.07	0.20	1.27	0.33	1.61	1.61
4-∞	360	∞	1.61	0.26	1.87	0.76	2.63	2.63



Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	235700.30	554583.33	0.67	0.67	0.67
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	248328.65	554583.33	0.80	0.12	0.80
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	249885.58	526169.56	1.00	0.20	1.00
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	253089.37	502442.33	1.26	0.26	1.26

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 5
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Hormigón
PÓRTICO 2, TRAMO CENTRAL

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\left(\frac{t_i}{4 + 0.85 \cdot t_i}\right)}$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	554583.33	554583.33
2	90 días	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería	554583.33	554583.33
3	120 días	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - Pavimento	526169.56	526169.56
4	12 meses	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - Pavimento,Sobrecarga de uso	502442.33	502442.33

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \underset{J=1}{\overset{j=i}{MIN}}\left(I_{e,v_i}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v}$: *502442.33* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : *554583.33* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee1} : *346019.34* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : *554583.33* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	554583.33	247744.08	-8.09	-11.82	346019.34
Centro de vano	554583.33	186352.46	7.62	5.46	554583.33
Extremo (2)	554583.33	247744.08	-8.09	-7.82	554583.33

Siendo:
I_b: momento de inercia de la sección bruta
I_f: momento de inercia de la sección fisurada
M_f: momento de fisuración de la sección
M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida
Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.67	0.67	0.67	1.00	0.33	0.22
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	0.12	0.80	1.00	1.07	0.07	0.05
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	0.20	1.00	1.07	1.40	0.33	0.33
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	0.26	1.26	1.40	2.00	0.60	0.76

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$f(t_{ed})$: *0.89* mm

Anexo 6. Ejemplo comprobaciones – Cimentación

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 6
Ejemplo Comprobaciones CIMENTACIONES

1. ZAPATA AISLADA

Se resumen las comprobaciones efectuadas para el diseño de una zapata aislada tipo.

Referencia: G4
Dimensiones: 310 x 310 x 60
Armados: Xi:Ø20c/25 Yi:Ø20c/25

Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kg/cm² Calculado: 1.897 kg/cm²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kg/cm² Calculado: 1.959 kg/cm²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kg/cm² Calculado: 1.955 kg/cm²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kg/cm² Calculado: 2.026 kg/cm²	Cumple
Vuelco de la zapata:		
Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 5593.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 8612.5 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 54.15 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 53.51 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 50.45 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 49.82 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 720 t/m²	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 155.2 t/m²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 108.28 t/m²	Cumple
Altura mínima: *Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-08)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 60 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en fundación: - G4:	Mínimo: 48 cm Calculado: 51 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-08)*	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Mínimo: 10 mm Calculado: 20 mm	Cumple

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 6
Ejemplo Comprobaciones CIMENTACIONES

Referencia: G4 Dimensiones: 310 x 310 x 60 Armados: Xi:Ø20c/25 Yi:Ø20c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*	Calculado: 98 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 64 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 62 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 62 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 63 cm	Cumple
Longitud mínima de los ganchos:	Mínimo: 32 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 32 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.80		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.79		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 115.13 t		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 115.13 t		

2. ZAPATA CORRIDA BAJO MURO

ANEXO 6
Ejemplo Comprobaciones CIMENTACIONES

Se resumen las comprobaciones efectuadas para el diseño de una zapata corrida. Este listado de comprobaciones se efectuó para todas las zapatas corridas a lo largo del perímetro de la obra.

Referencia: M7
Dimensiones: 100 x 40
Armados: Xi:Ø12c/15 Yi:Ø12c/15

Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kg/cm² Calculado: 0.912 kg/cm²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2 kg/cm² Calculado: 0.959 kg/cm²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kg/cm² Calculado: 1.082 kg/cm²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2.5 kg/cm² Calculado: 1.196 kg/cm²	Cumple
Vuelco de la zapata:		
Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 637.0 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 9484.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 0.00 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 33.94 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 13.65 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 720 t/m²	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 17.24 t/m²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.29 t/m²	Cumple
Altura mínima: *Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-08)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en fundación:	Mínimo: 20 cm	
- I6:	Calculado: 33 cm	Cumple
- I5:	Calculado: 33 cm	Cumple
- I4:	Calculado: 33 cm	Cumple
- M7:	Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima:		
Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-08)	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 6
Ejemplo Comprobaciones CIMENTACIONES

Referencia: M7 Dimensiones: 100 x 40 Armados: Xi:Ø12c/15 Yi:Ø12c/15		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: *Criterio de CYPE Ingenieros*	 Mínimo: 10 mm Calculado: 12 mm	 Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE Ingenieros* - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	 Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	 Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16* - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	 Mínimo: 10 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	 Cumple Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991* - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	 Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 37 cm Calculado: 43 cm	 Cumple Cumple
Longitud mínima de los ganchos: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 19 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	 Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Zapata de tipo rígido (Criterio de CYPE Ingenieros) - Flexión en la zapata (En dirección X): 0.00 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.41 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 0.00 t - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 233.80 t		

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 6
Ejemplo Comprobaciones CIMENTACIONES

3. VIGA DE ATADO

Se resumen las comprobaciones efectuadas para el diseño de una viga de atado, este listado de comprobaciones se efectuó para todas las vigas empleadas para enlazar la cimentación.

Referencia: C 40x30 [G4 - G5] (Viga de atado)
-Dimensiones: 30.0 cm x 40.0 cm
-Armado superior: 3Ø18
-Armado inferior: 3Ø18
-Estribos: 1xØ10c/10

Comprobación	Valores	Estado
Anchura mínima de la viga de atado: *Norma ACI 318M-08. Artículo 21.12.3.2*	Mínimo: 12.7 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Canto mínimo de la viga de atado: *Norma ACI 318M-08. Artículo 21.12.3.2*	Mínimo: 12.7 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 10 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: *Norma ACI 318M-08. Artículo 7.6*	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 9 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: *Norma ACI 318M-08. Artículo 7.6*	Mínimo: 2.5 cm	
- Armado superior:	Calculado: 7.3 cm	Cumple
- Armado inferior:	Calculado: 7.3 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: *Norma ACI 318M-08. Artículo 7.10.5.2*	Máximo: 28.8 cm Calculado: 10 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas: *Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.15*	Máximo: 25.5 cm Calculado: 10 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: *Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08*	Máximo: 30 cm	
- Armado superior:	Calculado: 7.3 cm	Cumple
- Armado inferior:	Calculado: 7.3 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): *Criterio de CYPE Ingenieros basado en el Artículo 38.4 de la EH-91*	Mínimo: 5.48 cm² Calculado: 15.27 cm²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: *Norma ACI 318M-08. Artículo 10.3.6.2*	Mínimo: 0 cm²	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 15.27 cm²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 15.27 cm²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: *Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.15*	Mínimo: 9.51 cm² Calculado: 15.27 cm²	Cumple

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 6
Ejemplo Comprobaciones CIMENTACIONES

Referencia: C 40x30 [G4 - G5] (Viga de atado) -Dimensiones: 30.0 cm x 40.0 cm -Armado superior: 3Ø18 -Armado inferior: 3Ø18 -Estribos: 1xØ10c/10		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras superiores origen: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Calculado: 81 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 30 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 62 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Calculado: 65 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 30 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 48 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Calculado: 81 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 30 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 62 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Calculado: 65 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 30 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 48 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 39.99 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 18.0 mm (Cumple)		

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 6
Ejemplo Comprobaciones CIMENTACIONES

4. PLACAS DE ANCLAJE

Se resumen las comprobaciones efectuadas para el diseño de las placas de anclaje de las columnas metálicas. Se diseñó una única variante de placa, la cual se repitió para todas las columnas.

Referencia: G4
-Placa base: Ancho X: 800 mm Ancho Y: 800 mm Espesor: 30 mm
-Pernos: 8Ø25.38 mm L=40 cm Gancho a 180 grados
-Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada
-Rigidizadores: Paralelos X: 2(250x50x10.0) Paralelos Y: 2(250x50x10.0)

Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: *1.5 diámetros*	Mínimo: 38 mm Calculado: 330 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: *2 diámetros*	Mínimo: 50 mm Calculado: 70 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores:	Máximo: 50	
- Paralelos a X:	Calculado: 46.6	Cumple
- Paralelos a Y:	Calculado: 46.6	Cumple
Longitud mínima del perno: *Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.*	Mínimo: 38 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón:		
- Tracción:	Máximo: 4.946 t Calculado: 0 t	Cumple
- Cortante:	Máximo: 3.462 t Calculado: 0.278 t	Cumple
- Tracción + Cortante:	Máximo: 4.946 t Calculado: 0.397 t	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 14.159 t Calculado: 0 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 2798.17 kg/cm² Calculado: 95.7287 kg/cm²	Cumple
Aplastamiento perno en placa: *Límite del cortante en un perno actuando contra la placa*	Máximo: 43.658 t Calculado: 0.252 t	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 2548.42 kg/cm²	
- Derecha:	Calculado: 355.266 kg/cm²	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 312.192 kg/cm²	Cumple
- Arriba:	Calculado: 314.234 kg/cm²	Cumple
- Abajo:	Calculado: 353.735 kg/cm²	Cumple
Flecha global equivalente: *Limitación de la deformabilidad de los vuelos*	Mínimo: 250	
- Derecha:	Calculado: 65435	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 72642.1	Cumple
- Arriba:	Calculado: 72304.8	Cumple
- Abajo:	Calculado: 65709.1	Cumple
Tensión de Von Mises local: *Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo*	Máximo: 2548.42 kg/cm² Calculado: 0 kg/cm²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

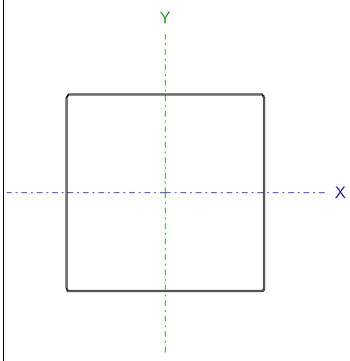
Anexo 7. Ejemplo comprobaciones Columna Tipo Metal

ANEXO 7
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Columna Tipo Metal
COLUMNA G4

Las comprobaciones realizadas, se ejecutan en cada tramo de piso, en todas las columnas que conforman la estructura; pero por efectos de cantidad de hojas, se ha dejado el listado de comprobaciones modelo para un tramo.

4.- TRAMO (N+10.62 3PA: 10.380/13.620)
Columna G4 - Tramo (N+10.62 3PA: 10.380/13.620)

Perfil: CC 600x600x6
Material: Acero (A36)



Cotas del tramo (m)		Altura libre (m)	Características mecánicas			
Pie	Cabeza		Área (cm²)	I_x (1) (cm4)	I_y (1) (cm4)	I_t (2) (cm4)
7.38	10.62	2.840	141.61	82987.69	82987.69	126551.52

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	1.00	1.00
L_K	2.840	2.840	2.840	2.840
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Planta	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
Tramo (N+10.62 3PA: 10.380/13.620)	N.P.(1)	λ ≤ 200.0 Cumple	x: 0 m η = 67.7	x: 0 m η = 10.7	x: 0 m η = 22.1	x: 2.84 m η = 12.3	x: 0 m η = 6.1	x: 2.84 m η = 75.8	**CUMPLE η = 75.8**

Notación:
P_t: Resistencia a tracción
λ_c: Limitación de esbeltez para compresión
P_c: Resistencia a compresión
M_x: Resistencia a flexión eje X
M_y: Resistencia a flexión eje Y
V_x: Resistencia a corte X
V_y: Resistencia a corte Y
$PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

λ : ***12*** ✓

Donde:

λ: Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

λ : *12*

Donde:

L: Longitud de la barra — **L** : *3240* mm
K: Factor de longitud efectiva. — **K** : *0.88*
r: Radio de giro dominante, tomado como el menor valor entre r_x y r_y — **r** : *24.21* cm

Donde:

ANEXO 7
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Columna Tipo Metal
COLUMNA G4

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$ **r_x** : *24.21* cm

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$ **r_y** : *24.21* cm

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X — **I_x** : *82987.69* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y — **I_y** : *82987.69* cm4

A: Área total de la sección transversal de la barra. — **A** : *141.61* cm²

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$ **η_T** : ***0.677*** ✓

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo 7.38, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD — **P_r** : *112.865* t

P_c: Resistencia de diseño a compresión — **P_c** : *166.645* t

$$P_c = \varphi_p P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

φ_p: Factor de resistencia a compresión, tomado como: — **φ_p** : *0.90*

P_n: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-2-B: — **P_n** : *185.161* t

$$P_n = F_{cr} A$$

Para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-2-B).

A: Área bruta de la sección de la barra. — **A** : *141.61* cm²

F_{cr}: Tensión de pandeo por flexión, tomada como: — **F_{cr}** : *1307.53* kp/cm²

a) Cuando: $\frac{Q \cdot F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = Q\left[0.658^{\frac{QF_y}{F_e}}\right]F_y$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras — **F_y** : *2548.42* kp/cm²

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es el menor valor de: — **F_e** : *146197.60* kp/cm²

ANEXO 7
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Columna Tipo Metal
COLUMNA G4

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y}$$

F_e : *621791.36* kp/cm²

Donde:

- **E**: Módulo de elasticidad del acero — **E** : *2038735.98* kp/cm²
- **C_w**: Constante de alabeo de la sección — **C_w** : *0.00* cm6
- **K_z**: Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z — **K_z** : *0.88*
- **L**: Longitud de la barra — **L** : *3240* mm
- **G**: Módulo de elasticidad transversal del acero — **G** : *815494.39* kp/cm²
- **J**: Momento de inercia a torsión uniforme — **J** : *126551.52* cm4
- **I_x**: Momento de inercia respecto al eje X — **I_x** : *82987.69* cm4
- **I_y**: Momento de inercia respecto al eje Y — **I_y** : *82987.69* cm4

F_e: Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de: — **F_e** : *146197.60* kp/cm²

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

F_{ex} : *146197.60* kp/cm²

F_{ey} : *146197.60* kp/cm²

Donde:

- **E**: Módulo de elasticidad del acero — **E** : *2038735.98* kp/cm²
- **K**: Factor de longitud efectiva. — **K_x** : *0.88*; **K_y** : *0.88*
- **L**: Longitud de la barra — **L** : *3240* mm
- **r**: Radio de giro dominante — **r_x** : *24.21* cm; **r_y** : *24.21* cm

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

- **I**: Momento de inercia — **I_x** : *82987.69* cm4; **I_y** : *82987.69* cm4
- **A**: Área total de la sección transversal de la barra. — **A** : *141.61* cm²

$$Q = Q_s Q_a$$

Q : *0.52*

2) en secciones formadas únicamente por elementos no rigidizados:

$$Q_s = 1.0$$

Q_s : *1.00*

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A}$$

Q_a : *0.52*

Donde:

- **A**: Área total de la sección transversal de la barra. — **A** : *141.61* cm²
- **A_{eff}**: Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'b_e' y en la altura eficaz reducida 'h_e', donde sea de aplicación. — **A_{eff}** : *72.93* cm²

b) para alas de secciones cuadradas y rectangulares con elementos esbeltos de espesor uniforme:

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 7
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Columna Tipo Metal
COLUMNA G4

i) Cuando: $\frac{b}{t} \geq 1.40\sqrt{\frac{E}{f}}$

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{b}{t}\right)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b$$

b_e : *289.83* mm

Donde:

$$f = \frac{P_n}{A_{eff}}$$

f : *2538.86* kp/cm²

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado — **b** : *576.00* mm

t: Espesor de la pared — **t** : *6.00* mm

E: Módulo de elasticidad del acero — **E** : *2038735.98* kp/cm²

i) Cuando: $\frac{h}{t} \geq 1.40\sqrt{\frac{E}{f}}$

$$h_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{h}{t}\right)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq h$$

h_e : *289.83* mm

Donde:

$$f = \frac{P_n}{A_{eff}}$$

f : *2538.86* kp/cm²

h: Distancia libre entre alas menos el radio de acuerdo a cada lado — **h** : *576.00* mm

t: Espesor de la pared — **t** : *6.00* mm

E: Módulo de elasticidad del acero — **E** : *2038735.98* kp/cm²

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

η_M : ***0.107*** ✓

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r, se produce en el nudo 7.38, para la combinacíon de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY.

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD — **M_r** : *5.552* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión — **M_c** : *52.015* t·m

$$M_c = \varphi_b M_n$$

ANEXO 7
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Columna Tipo Metal
COLUMNA G4

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

φ_b: Factor de resistencia a flexión — φ_b : *0.90*

M_n: La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División c — M_n : *57.795* t·m

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida — M_r^+ : *3.780* t·m; M_r^- : *5.552* t·m

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

M_n : *80.928* t·m

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado — F_y : *2548.42* kp/cm²

Z_x: Módulo resistente plástico respecto al eje X — Z_x : *3175.63* cm³

2. Pandeo local del ala

c) para secciones con alas esbeltas:

$$M_n = F_y S_{effx}$$

M_n : *57.795* t·m

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado — F_y : *2548.42* kp/cm²

$$S_{effx} = \frac{I_{effx}}{y}$$

S_{effx} : *2267.86* cm³

Donde:

I_{effx}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X, basado en el ancho eficaz del ala, calculado como: — I_{effx} : *68035.93* cm4

$$b_e = 1.92 t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b$$

b_e : *289.35* mm

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero — **E** : *2038735.98* kp/cm²

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado — **b** : *576.00* mm

t: Espesor del ala — **t** : *6.00* mm

y: Distancia a la fibra extrema eficaz en flexión — **y** : *300.00* mm

3. Pandeo local del alma

b) para secciones con almas no compactas:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \right] \leq M_p$$

M_n : *77.828* t·m

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado — F_y : *2548.42* kp/cm²

$$M_p = F_y Z_x$$

M_p : *80.928* t·m

ANEXO 7
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Columna Tipo Metal
COLUMNA G4

Donde:

Z_x: Módulo resistente plástico respecto al eje X — **Z_x** : *3175.63* cm³

$$S_x = \frac{I_x}{y}$$ — **S_x** : *2766.26* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X — **I_x** : *82987.69* cm4

y: Distancia a la fibra extrema en flexión — **y** : *300.00* mm

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo — **h** : *576.00* mm

t_w: Espesor del alma — **t_w** : *6.00* mm

E: Módulo de elasticidad del acero — **E** : *2038735.98* kp/cm²

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$ — **η_M** : ***0.221*** ✓

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r, se produce en el nudo 7.38, para la combinacíon de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SX+0.3·SY.

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD — **M_r** : *11.519* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión — **M_c** : *52.015* t·m

$$M_c = \varphi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

φ_b: Factor de resistencia a flexión — **φ_b** : *0.90*

M_n: La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División c — **M_n** : *57.795* t·m

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida — **M_r^+** : *10.104* t·m

M_r^- : *11.519* t·m

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$ — **M_n** : *80.928* t·m

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado — **F_y** : *2548.42* kp/cm²

Z_y: Módulo resistente plástico respecto al eje Y — **Z_y** : *3175.63* cm³

2. Pandeo local del ala

c) para secciones con alas esbeltas:

ANEXO 7
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Columna Tipo Metal
COLUMNA G4

$$M_n = F_y S_{effy}$$ **M_n** : *57.795* t·m

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado **F_y** : *2548.42* kp/cm²

$$S_{effy} = \frac{I_{effy}}{x}$$ **S_{effy}** : *2267.86* cm³

Donde:

I_{effy}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y, basado en el ancho eficaz del ala, calculado como: **I_{effy}** : *68035.93* cm4

$$h_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1 - \frac{0.38}{h/t}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right] \le h$$ **h_e** : *289.35* mm

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero **E** : *2038735.98* kp/cm²

h: Distancia libre entre alas menos el radio de acuerdo a cada lado **h** : *576.00* mm

t: Espesor del alma **t** : *6.00* mm

x: Distancia a la fibra extrema eficaz en flexión **x** : *300.00* mm

3. Pandeo local del alma

b) para secciones con almas no compactas:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - F_y S_y)\left(0.305\frac{b}{t_f}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738\right)\right] \le M_p$$ **M_n** : *77.828* t·m

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado **F_y** : *2548.42* kp/cm²

$$M_p = F_y Z_y$$ **M_p** : *80.928* t·m

Donde:

Z_y: Módulo resistente plástico respecto al eje Y **Z_y** : *3175.63* cm³

$$S_y = \frac{I_y}{x}$$ **S_y** : *2766.26* cm³

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y **I_y** : *82987.69* cm4

x: Distancia a la fibra extrema en flexión **x** : *300.00* mm

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo **b** : *576.00* mm

t_f: Espesor del ala **t_f** : *6.00* mm

E: Módulo de elasticidad del acero **E** : *2038735.98* kp/cm²

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

ANEXO 7
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Columna Tipo Metal
COLUMNA G4

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

ηv : ***0.123*** ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo 10.62, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SX+0.3·SY.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD — **V_r** : *7.664* t

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \varphi_V V_n$$

V_c : *62.339* t

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

φ_v: Factor de resistencia a cortante — **φ_v** : *0.90*

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

V_n : *69.266* t

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado — **F_y** : *2548.42* kp/cm²

$$A_w = 2bt_f$$

A_w : *69.12* cm²

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado — **b** : *576.00* mm

t_f: Espesor del ala — **t_f** : *6.00* mm

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v, se calcula de la siguiente forma:

iii) $$\frac{b}{t_f} > 1.37\sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2 F_y}$$

C_v : *0.66*

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado — **b** : *576.00* mm

t_f: Espesor del ala — **t_f** : *6.00* mm

E: Módulo de elasticidad del acero — **E** : *2038735.98* kp/cm²

K_v: Coeficiente de abolladura del alma — **K_v** : *5.00*

ANEXO 7
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Columna Tipo Metal
COLUMNA G4

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

η_v : ***0.061*** ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo 7.38, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD — **V_r** : *3.799* t

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \varphi_V V_n$$

V_c : *62.339* t

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

φ_v: Factor de resistencia a cortante — **φ_v** : *0.90*

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

V_n : *69.266* t

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado — **F_y** : *2548.42* kp/cm²

$$A_w = 2ht_w$$

A_w : *69.12* cm²

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo — **h** : *576.00* mm

t_w: Espesor del alma — **t_w** : *6.00* mm

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v, se calcula de la siguiente forma:

iii) $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

C_v : *0.66*

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo — **h** : *576.00* mm

t_w: Espesor del alma — **t_w** : *6.00* mm

ANEXO 7
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Columna Tipo Metal
COLUMNA G4

E: Módulo de elasticidad del acero	**E** : *2038735.98*	kp/cm²
K_v: Coeficiente de abolladura del alma	**K_v** : *5.00*	

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$\eta \leq 1$

η : ***0.758*** ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo 10.62, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY.

Donde:

η: calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

a) Para $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \quad \text{(H1-1a)}$$

η : *0.76*

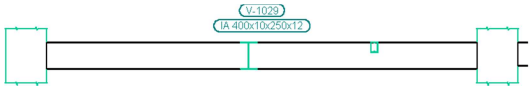
Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida	**P_r** : *91.604*	t
P_c: Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E	**P_c** : *166.645*	t
M_{rx}: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte	**M_{rx}** : *2.720*	t·m
M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F	**M_{cx}** : *52.015*	t·m
M_{ry}: Resistencia a flexión requerida en el eje débil	**M_{ry}** : *9.442*	t·m
M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F	**M_{cy}** : *52.015*	t·m

Anexo 8. Ejemplo comprobaciones Viga Tipo Metal

ANEXO 8
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Metal
Viga Pórtico 2

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Referencia del perfil : IA 400x10x250x12
	Materiales
	Acero : A36

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Tramo	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
V-1029: G3 - G4	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(2)	x: 6.393 m η = 73.6	N.P.(3)	N.P.(4)	x: 6.393 m η = 23.6	x: 6.393 m η = 59.5	**CUMPLE** **η = 73.6**

Notación:
P_t: Resistencia a tracción
λ_c: Limitación de esbeltez para compresión
P_c: Resistencia a compresión
M_x: Resistencia a flexión eje X
M_y: Resistencia a flexión eje Y
V_x: Resistencia a corte X
V_y: Resistencia a corte Y
$PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.
(2) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.
(3) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
(4) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Viga	**Sobrecarga (Característica)** $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim}$= L/360	**Activa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$= L/300	Estado
V-1029: G3 - G4	$f_{i,Q}$: 2.40 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.76 mm	$f_{A,max}$: 3.37 mm $f_{A,lim}$: 21.31 mm	**CUMPLE**

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

Las comprobaciones de resistencia se realizan sobre todo el pórtico, pero por efecto de extensión de hojas, solo se analiza en un tramo de la viga del pórtico. Este análisis se realizó para todos los pórticos que componen a la losa de análisis.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

η_M : ***0.736*** ✓

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r, se produce en el nudo G4, para la combinacíon de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

ANEXO 8
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Metal
Viga Pórtico 2

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD — **M_r** : *18.442* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión — **M_c** : *25.072* t·m

$$M_c = \varphi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

φ_b: Factor de resistencia a flexión — **φ_b** : *0.90*

M_n: La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b — **M_n** : *27.857* t·m

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

M_n : *38.671* t·m

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado — **F_y** : *2548.42* kp/cm²

Z_x: Módulo resistente plástico respecto al eje X — **Z_x** : *1517.44* cm³

2. Pandeo lateral

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

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

M_n : *27.857* t·m

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado — **F_y** : *2548.42* kp/cm²

C_b: Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como: — **C_b** : *1.00*

$$M_p = F_y Z_x$$

M_p : *38.671* t·m

Donde:

Z_x: Módulo resistente plástico respecto al eje X — **Z_x** : *1517.44* cm³

$$S_x = \frac{I_x}{y}$$

S_x : *1350.93* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X — **I_x** : *27018.58* cm4

y: Distancia a la fibra extrema en flexión — **y** : *200.00* mm

L_b: Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal — **L_b** : *6993* mm

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

L_p : *2818.22* mm

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero — **E** : *2038735.98* kp/cm²

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

r_y : *5.66* cm

Donde:

ANEXO 8
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Metal
Viga Pórtico 2

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y — **I_y** : *3128.13* cm4

A: Área total de la sección transversal de la barra. — **A** : *97.60* cm²

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\frac{S_x h_o}{Jc}\right)^2}}$$

L_r : *8444.64* mm

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero — **E** : *2038735.98* kp/cm²

J: Momento de inercia a torsión uniforme — **J** : *41.33* cm4

h_o: Distancia entre los baricentros de las alas — **h_o** : *388.00* mm

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

r_{ts} : *67.02* mm

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y — **I_y** : *3128.13* cm4

C_w: Constante de alabeo de la sección — **C_w** : *1177304.26* cm6

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$c=1$$

c : *1.00*

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

η_v : ***0.236*** ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo G4, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD — **V_r** : *14.456* t

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \varphi_v V_n$$

V_c : *61.162* t

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

φ_v: Factor de resistencia a cortante — **φ_v** : *1.00*

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

ANEXO 8
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Metal
Viga Pórtico 2

$$V_n = 0.6F_yA_wC_v$$ **V_n** : *61.162* t

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado **F_y** : *2548.42* kp/cm²

$$A_w = dt_w$$ **A_w** : *40.00* cm²

Donde:

d: Canto total **d** : *400.00* mm

t_w: Espesor del alma **t_w** : *10.00* mm

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

$$\frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

C_v: Coeficiente de cortante del alma **C_v** : *1.00*

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo **h** : *376.00* mm

E: Módulo de elasticidad del acero **E** : *2038735.98* kp/cm²

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si $\frac{h}{t_w} \le 2.46\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo **h** : *376.00* mm

t_w: Espesor del alma **t_w** : *10.00* mm

E: Módulo de elasticidad del acero **E** : *2038735.98* kp/cm²

F_y: Límite elástico mínimo especificado **F_y** : *2548.42* kp/cm²

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \le 1$$ **η** : ***0.595*** ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo G4, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$$\eta = \frac{T_r}{T_c} \le 1$$ **η** : ***0.010*** ✓

ANEXO 8
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Metal
Viga Pórtico 2

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

η : ***0.595*** ✓

$$\eta = \left| \frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_T}{F_T} \right| \leq 1$$

η : ***0.106*** ✓

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_T}{F_T} \right]^2 \leq 1$$

η : ***0.366*** ✓

3. Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

T_r: Resistencia a torsión requerida — **T_r** : *0.005* t·m

$$T_c = \phi_T T_n$$

T_c : *0.474* t·m

Donde:

φ_T: Factor de resistencia para torsión — **φ_T** : *0.90*

T_n: Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$T_n = F_n C$$

T_n : *0.527* t·m

Donde:

C: Módulo resistente a torsión — **C** : *34.44* cm³

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_n = 0.6 F_y$$

F_n : *1529.05* kp/cm²

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras — **F_y** : *2548.42* kp/cm²

Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

f_a: Tensión normal debida al esfuerzo axil (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$f_a = \frac{P_r}{A}$$

f_a : *0.00* kp/cm²

Donde:

P_r: Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD). — **P_r** : *0.000* t

A: Área total de la sección transversal de la barra. — **A** : *97.60* cm²

f_{bx}: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{rx}$$

f_{bx} : *-1365.14* kp/cm²

ANEXO 8
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Metal
Viga Pórtico 2

Donde:

M_{rx}: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD). **M_{rx}** : *18.442* t·m

I_x: Momento de inercia respecto al eje X **I_x** : *27018.58* cm4

y: Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad. **y** : *200.00* mm

f_{by}: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{by} = \frac{-x}{I_y} M_{ry}$$

f_{by} : *0.00* kp/cm²

Donde:

M_{ry}: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD). **M_{ry}** : *0.000* t·m

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y **I_y** : *3128.13* cm4

x: Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad. **x** : *0.00* mm

f_{vx}: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

$$f_{Vx} = -\frac{V_x Q_y}{I_y b}$$

f_{vx} : *0.00* kp/cm²

Donde:

V_x: Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD). **V_x** : *0.000* t

Q_y: Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo. **Q_y** : *93.75* cm³

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y **I_y** : *3128.13* cm4

b: Espesor del elemento en el punto pésimo. **b** : *12.00* mm

f_{vy}: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.

$$f_{Vy} = -\frac{V_y Q_x}{I_x b}$$

f_{vy} : *127.71* kp/cm²

Donde:

V_y: Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD). **V_y** : *14.456* t

Q_x: Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo. **Q_x** : *-291.00* cm³

I_x: Momento de inercia respecto al eje X **I_x** : *27018.58* cm4

b: Espesor del elemento en el punto pésimo. **b** : *12.00* mm

f_T: Tensión tangencial debida a torsión.

$$f_T = \pm \frac{b}{J} T_r$$

f_T : *13.07* kp/cm²

Donde:

T_r: Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD). **T_r** : *0.005* t·m

J: Momento de inercia a torsión uniforme **J** : *41.33* cm4

b: Espesor del elemento en el punto pésimo. **b** : *12.00* mm

F_a: Resistencia a tracción de la sección.

$$F_a = \phi_t F_y$$

F_a : *2293.58* kp/cm²

ANEXO 8
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Metal
Viga Pórtico 2

Donde:

φ_t: Factor de seguridad para tracción. φ_t : *0.90*

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras F_y : *2548.42* kp/cm²

F_{bx}, F_{by}: Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

$$F_{bx} = F_{by} = \phi_b F_y$$

F_{bx} : *2293.58* kp/cm²

F_{by} : *2293.58* kp/cm²

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. φ_b : *0.90*

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras F_y : *2548.42* kp/cm²

F_{vx}, F_{vy}: Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.

$$F_{Vx} = F_{Vy} = \phi_v F_y / \sqrt{3}$$

F_{vx} : *1324.20* kp/cm²

F_{vy} : *1324.20* kp/cm²

Donde:

φ_V: Factor de resistencia para cortante. φ_V : *0.90*

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras F_y : *2548.42* kp/cm²

F_T: Resistencia a torsión de la sección.

$$F_T = \phi_T F_y / \sqrt{3}$$

F_T : *1324.20* kp/cm²

Donde:

φ_T: Factor de resistencia para torsión φ_T : *0.90*

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras F_y : *2548.42* kp/cm²

4.- COMPROBACIONES DE FLECHA

Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim}$= L/360	**Activa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$= L/300	Estado
$f_{i,Q}$: 2.40 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.76 mm	$f_{A,max}$: 3.37 mm $f_{A,lim}$: 21.31 mm	**CUMPLE**

Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "3.15 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso

$$f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$$

2.40 mm ≤ **17.76 mm** ✓

$f_{i,Q,lim}$: límite establecido para la flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso $f_{i,Q,lim}$: *17.76* mm

$f_{i,Q,lim}$= L/360

L: longitud de referencia **L** : *6.39* m

$f_{i,Q}$: flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso aplicadas $f_{i,Q}$: *2.40* mm

ANEXO 8
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Metal
Viga Pórtico 2

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,Q,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	1.30	1.30	0.00
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	1.79	0.49	0.00
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	2.27	0.49	0.00
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	4.67	2.40	2.40

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,Q,max}$: valor máximo de la flecha instantánea debida a las sobrecargas de uso producida hasta el instante t_i

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "3.15 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ **3.37 mm ≤ 21.31 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa **$f_{A,lim}$** : *21.31* mm

$f_{A,lim}$= L/300

L: longitud de referencia **L** : *6.39* m

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" **$f_{A,max}$** : *3.37* mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

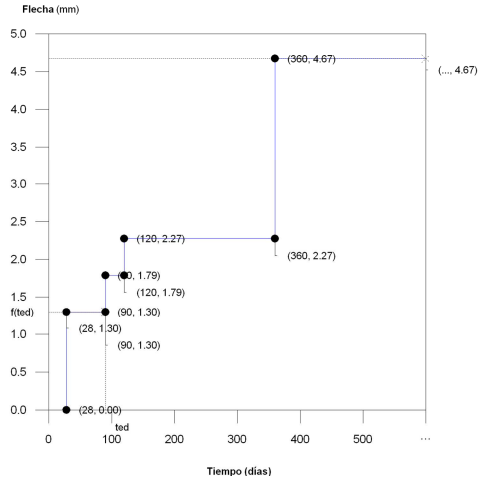
$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses" **$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$** : *4.67* mm

Flecha total a plazo infinito

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.30	1.30	1.30
2-3	90	120	1.30	0.49	1.79	1.79
3-4	120	360	1.79	0.49	2.27	2.27
4-∞	360	∞	2.27	2.40	4.67	4.67

ANEXO 8
Ejemplo Comprobaciones E.L.U. Viga Tipo Metal
Viga Pórtico 2



Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	1.30	1.30	1.30
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	1.79	0.49	1.79
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	2.27	0.49	2.27
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	4.67	2.40	4.67

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses" **$f(t_{ed})$** : *1.30* mm

La flecha total producida hasta el instante "t_{ed}" asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

Anexo 9. Ejemplo comprobaciones de perfiles Estructura Metálica 3D

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 9
Ejemplo Comprobaciones perfiles Estructura Metálica 3D
Estructura Cubierta

1.- DATOS DE OBRA

1.1.- Normas consideradas

Hormigón: ACI 318M-08

Acero conformado: AISI S100-2007 (LRFD)

Categoría de uso: General

2.- GEOMETRÍA

2.1.- Tabla de medición

Tabla de medición						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
Acero conformado	ASTM A 36 36 ksi	N7 (E4)/N8	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	4.000	0.008	66.62
		N4 (D4)/N9	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	2.600	0.006	43.30
		N2 (G4)/N10	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	2.600	0.006	43.30
		N10/N8	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	4.923	0.010	82.00
		N9/N8	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	3.256	0.007	54.24
		N6 (E5)/N11	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	4.000	0.008	66.62
		N8/N11	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	5.300	0.011	88.27
		N5 (CNX)/N12	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	2.600	0.006	43.30
		N12/N9	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	3.200	0.007	53.30
		N1 (G5)/N13	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	2.600	0.006	43.30
		N13/N11	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	4.923	0.010	82.00
		N10/N13	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	5.300	0.011	88.27
		N14/N8	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	3.677	0.008	61.24
		N3 (D3)/N15	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	2.600	0.006	43.30
		N15/N9	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	3.695	0.008	61.54
		N15/N14	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	3.256	0.007	54.24
		N12/N16	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	3.293	0.007	54.85
		N17/N18	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	2.100	0.004	34.98
		N18/N11	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	3.093	0.007	51.52
		N29/N16	2xCG 150x50x20x4(()) (Conformados Correas G)	4.923	0.010	82.00
		N20/N22	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	3.689	0.003	20.42
		N22/N33	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	3.200	0.002	17.72
		N33/N34	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	2.100	0.001	11.63
		N21/N35	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	3.200	0.002	17.72
		N35/N36	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	2.100	0.001	11.63
		N19/N21	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	3.683	0.003	20.39
		N30/N26	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	2.100	0.001	11.63
		N23/N30	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	3.200	0.002	17.72
		N24/N31	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	3.200	0.002	17.72
		N31/N27	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	2.100	0.001	11.63
		N32/N28	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	2.100	0.001	11.63
		N25/N32	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	3.200	0.002	17.72

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 9
Ejemplo Comprobaciones perfiles Estructura Metálica 3D
Estructura Cubierta

Tabla de medición						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
		N38/N37 (CNX)	2xCG 150x50x20x4(I) (Conformados Correas G)	2.600	0.006	43.30
		N10/N38	2xCG 150x50x20x4(I) (Conformados Correas G)	3.700	0.008	61.62
		N38/N14	2xCG 150x50x20x4(I) (Conformados Correas G)	4.925	0.010	82.02
		N25/N39	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	3.694	0.003	20.45
		N40/N24	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	3.689	0.003	20.42
		N41/N23	CG 125x50x15x3 (Conformados Correas G)	3.683	0.003	20.39

Notación:
Ni: Nudo inicial
Nf: Nudo final

2.2.- Medición de superficies

Acero conformado: Medición de las superficies a pintar				
Serie	Perfil	Superficie unitaria (m^2/m)	Longitud (m)	Superficie (m^2)
Conformados Correas G	CG 150x50x20x4, Doble en cajón soldado	0.503	83.166	41.867
	CG 125x50x15x3	0.476	44.937	21.398
			Total	**63.265**

3.- PLACAS DE ANCLAJE

3.1.- Descripción

Descripción				
Referencia	Placa base	Disposición	Rigidizadores	Pernos
N1 (G5), N2 (G4), N3 (D3), N4 (D4), N5 (CNX), N6 (E5), N7 (E4), N37 (CNX)	Ancho X: 200 mm Ancho Y: 250 mm Espesor: 9 mm	Posición X: Centrada Posición Y: Centrada	Paralelos X: - Paralelos Y: -	4Ø12.66 mm L=30 cm Gancho a 180 grados

3.2.- Medición placas de anclaje

Columnas	Acero	Peso kp	Totales kp
N1 (G5), N2 (G4), N3 (D3), N4 (D4), N5 (CNX), N6 (E5), N7 (E4), N37 (CNX)	ASTM A 36 36 ksi	8 x 3.53	28.26
Totales			28.26

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 9
Ejemplo Comprobaciones perfiles Estructura Metálica 3D
Estructura Cubierta

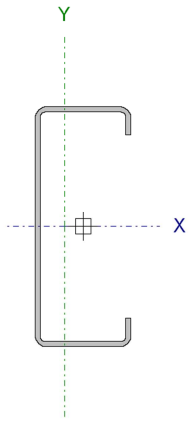
3.3.- Medición pernos placas de anclaje

Columnas	Pernos	Acero	Longitud m	Peso kp	Totales m	Totales kp
N1 (G5), N2 (G4), N3 (D3), N4 (D4), N5 (CNX), N6 (E5), N7 (E4), N37 (CNX)	32Ø12.66 mm L=49 cm	A-307 (liso)	32 x 0.49	32 x 0.48	15.56	15.38
Totales					15.56	15.38

4- EJEMPLO DE COMPROBACIONES E.L.U.

Este listado de comprobaciones, es un ejemplo de las efectuados en cada barra que componen la estructura metálica. Por efectos de extensión en el número de hojas, solo se presenta para una correa de la cubierta, pero en igual esquema se realizó para cada miembro de la cubierta.

Perfil: CG 125x50x15x3
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x (1) (cm4)	I_v (1) (cm4)	I_t (2) (cm4)	x_q (3) (mm)	y_q (3) (mm)
N32	N28	2.100	7.05	165.23	22.12	0.21	-9.50	0.00

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme
(3) Coordenadas del centro de gravedad

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L_K	2.100	2.100	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 9
Ejemplo Comprobaciones perfiles Estructura Metálica 3D
Estructura Cubierta

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-07 (2007))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M_x	M_y	V_x	V_y	M_xTr	M_yTr	M_xV_y	M_yV_x	MT	MP	TPTrMV	
N32/N28	$w / t \leq (w / t)_{Máx.}$ Cumple	N.P.[1]	$\eta = 0.4$	N.P.[2]	x: 0.42 m $\eta = 6.2$	x: 2.1 m $\eta = 4.2$	$\eta = 0.2$	x: 2.1 m $\eta = 1.7$	N.P.[3]	N.P.[4]	x: 0.42 m $\eta = 0.4$	x: 2.1 m $\eta = 0.2$	N.P.[5]	x: 2.1 m $\eta = 9.4$	x: 0 m $\eta = 8.6$	**CUMPLE $\eta = 9.4$**

Notación:
- *w / t: Limitaciones geométricas*
- *T: Resistencia a tracción*
- *P: Resistencia a compresión*
- *Tr: Resistencia a torsión*
- *M_x: Resistencia a flexión alrededor del eje X*
- *M_y: Resistencia a flexión alrededor del eje Y*
- *V_x: Resistencia a corte en la dirección del eje X*
- *V_y: Resistencia a corte en la dirección del eje Y*
- *M_xTr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión*
- *M_yTr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión*
- *M_xV_y: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y*
- *M_yV_x: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X*
- *MT: Resistencia a flexión combinada con tracción*
- *MP: Resistencia a flexión combinada con compresión*
- *TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises*
- *x: Distancia al origen de la barra*
- *η: Coeficiente de aprovechamiento (%)*
- *N.P.: No procede*

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
- *[1] La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.*
- *[2] La comprobación no procede, ya que no hay torsión.*
- *[3] No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.*
- *[4] No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.*
- *[5] No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.*

Anexo 10. Obtención de utilidad y costos indirectos

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 10
Cálculo de Utilidad y costos Indirectos

INGENIERIA DE COSTOS - CALCULO DE COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD

OBRA: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA
Monto total= 489466.29 dólares Supuesto
Costo Directo total= 414770.02 (materiales, equipo, mano de obra)
Plazo de ejecución de la obra= 9 meses

Parámetros adicionales:

Ubicación de la obra: Centro poblado (acceso carrosable, considerar medidas de seguridad)
Las medidas ambientales tienen que ser considerados dentro de los indirectos, señalización

13) DETERMINACION DE UTILIDADES

FACTOR	RANGO DE MAGNITUD	FACTOR DE INCIDENCIA	VALOR ASIGNADO	PORCENTAJE
Grado de Riesgo	0,03 A 0,12	20%	0.08	0.016
Dificultad relativa del trabajo	0,12 a 0,03	25%	0.06	0.015
Si el trabajo es complejo incidencia seria 0,12				
Monto de la obra				
1 000 000 a 5 000 000	0.05	15%	0.06	0.009
5 000 000 a 10 000 000	0.04			
Más de 10 000 000	0.03			
Menos de 1 000 000	0,12 a 0,06			

OBSERVACIONES

Se trata de una zona poblada, y hay riesgo de accidente.
La dificultad relativa del trabajo no es excesiva.

se asigna el valor de 0,06 debido a que el monto es menor a 100000 dólares

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 10
Cálculo de Utilidad y costos Indirectos

Plazo de la Obra Trabajos de más de 24 meses usar 0,12 (12 meses puede usarse 0,08)	0,12 a 0,03	15%	0.06	0.009	Se asigna un valor de 0,06 porque el plazo de la obra es de 9 meses,
Inversión de contratista 0,03 a 0,12 en la base de bajo el promedio, promedio y sobre el promedio	0,12 a 0,03	5%	0.06	0.003	Se asigna un valor de 0,6, inversión del contratista es media.
Apoyo del contratante 0,12 a 0,03 en la base de promedio y sobre el promedio	0,12 a 0,03	5%	0.06	0.003	Se asigna un valor de 0.06, inversión del contratante es media.
Subcontratos 80% o más use 0,03 Considerar inversamente proporcional al valor de los subcontratos	0,03 a 0,12	15%	0.08	0.012	La obra va a ser realizada por nosotros
TOTAL		100%		***6.70%***	

El porcentaje de Utilidad es del 6.70%.

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 10
Cálculo de Utilidad y costos Indirectos

CALCULO DE COMPONENTES DEL COSTO INDIRECTO

1) DIRECCION DE OBRA

Se considera que se requerirá el siguiente personal

Personal	*Remuneración mensual*	
Superintendente		
Residente Ing. Civil	1000	
TOTAL MENSUAL	***1000***	
Plazo=	9	meses
TOTAL=	***9000***	

2) ADMINISTRATIVOS

Esta entre un rango de 1,5% - 5% de los costos directos, según la eficiencia de la oficina
Se asume un % de 1,5 sobre el costo directo de la obra, para una oficina eficiente

% de administrativos=	***0.015***	(15%)

3) LOCALES PROVISIONALES/BODEGAS

Asumimos que necesitamos un local provisional para el tiempo de duración de la obra

Costo mensual del arriendo del local=	100	
Plazo=	9	meses
TOTAL=	***900***	

4) VEHICULOS

Se considera un vehiculo para movilidad del personal

Costo mensual del alquiler del vehiculo + sueldo chofer=	0	
Duracion de la obra=	9	meses
TOTAL=	***0***	

5) SERVICIOS PUBLICOS, VIGILANCIA Y CUSTODIA

Se considera:

Agua (Acometida provisional)	50	
Luz (Acometida provisional)	30	
Sueldo mensual Vigilante (Guardia)	200	(Seguridad privada)
	280	
Plazo=	9	meses
TOTAL=	***2520***	

6) IESS TRABAJADORES

Se asume una cuadrilla de 15 trabajadores

Num trabajadores=	15	
Aportacion Mensual de c/trabajador=	31	
total aportacion mensual	465	
Plazo=	9	meses

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 10
Cálculo de Utilidad y costos Indirectos

TOTAL=	***4185***

7) GARANTIAS

- Garantía de Buen Uso de Anticipo

Monto Total aproximado=	414770.02

Anticipo=	50%	Del monto total
Valor del anticipo=	207385.01	

Garantía por Buen Uso de Anticipo=	207385.01	(Por el 100% del valor del anticipo)
Tasa=	3%	

- Garantía de Fiel Cumplimiento

Esta garantía es por el 5% del valor del contrato (Monto total)

% del monto total=	5%
Monto Total aproximado=	414770.02

Garantía por Fiel Cumplimiento=	20738.501	(Por el 5% del valor del anticipo)
Tasa=	3%	

Periodo	9	meses de plazo para la ejecución de la obra
	1	meses entre la recepción provisional y la definitiva
	1	meses, Periodo conservador por: entrega de actas al final
Pago por garantía fiel cumplimiento=	***570.31***	

MONTO TOTAL POR GARANTIAS=	***2583.67***

8) SEGUROS

Por ser una obra no muy grande, consideramos que no amerita tomar el seguro Todo Riesgo Contratista

- Póliza de Accidentes personales

Costo mensual por trabajador=	8
Plazo de Ejecucion de la obra=	9
Subtotal=	72
Cuadrilla promedio considerada=	15
TOTAL=	***1080.00***

9) IMPUESTOS Y CONTRIBUCIONES DE LEY

La Retención en la fuente, por concepto de bienes, que es nuestro caso, es el 1% del monto total de la obra

Retención en la fuente=	1%
Monto total aproximado=	414770.02
TOTAL=	***4147.70***

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 10
Cálculo de Utilidad y costos Indirectos

El % que aparece en la tabla, es del 1,20% ya que para calcular el monto total, se supuso un % inicial de costos indirectos del 20%

10) COSTOS FINANCIEROS

Se asume un % de costos financieros del 1,5%.

% de costos financieros=	***0.015***	(1,5%)

11) PREVENCION DE ACCIDENTES

Debido a los requerimientos de la obra, se considera equipo de protección personal y señalización.

Equipo de protección personal	350	
Señalización:	50	
Subtotal=	***400.00***	
Plazo=	9	meses
TOTAL=	***3600***	

12) OTROS

Se asume un % del del 0,5% por concepto de manejo conjunto del anticipo con la aseguradora

% de costos financieros=	***0.005***	(0,5%)

12,1) GASTOS OFERTA

El costo por inscripción de la oferta es del 0,1% de monto total aproximado de la obra, y se considera adicionalmente gastos por papelería, copias, visitas a la obra y demás gastos.

Costo de inscripción de la obra=	0.00%	No es una oferta
Monto total aproximado=	414770.02	
Subtotal=	0	
Gastos por preparación de la oferta=	400	
TOTAL=	***400***	

12,2) IMPREVISTOS

Esta entre un rango de 1% - 3,5% de los costos directos, según cuan afinado sea el cálculo de estos costos indirectos, y depende también del monto de la obra, por lo que se asume para nuestro caso, un valor de 1%

% de administrativos=	***0.01***	(1%)

12,3) IMPACTOS AMBIENTALES

Impactos ambientales=	**1000**

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 10
Cálculo de Utilidad y costos Indirectos

COSTO DIRECTO=	414770.02

Valores Calculados

No	*COMPONENTES DEL COSTO INDIRECTO*	*VALOR*	*%*
1	DIRECCION DE OBRA	9000	2.17%
2	ADMINISTRATIVOS	6221.5503	1.50%
3	LOCALES PROVISIONALES/BODEGAS	900	0.22%
4	VEHICULOS	0	0.00%
5	SERVICIOS PUBLICOS, VIGILANCIA Y CUSTODIA	2520	0.61%
6	IESS TRABAJADORES	4185	1.01%
7	GARANTIAS	2583.67	0.62%
8	SEGUROS	1080.00	0.26%
9	IMPUESTOS Y CONTRIBUCIONES DE LEY (Sobre el total, no solo sobre Directos)	4147.7002	1.00%
10	COSTOS FINANCIEROS	6221.5503	1.50%
11	PREVENCION DE ACCIDENTES	3600	0.87%
12	OTROS: Manejo Conjunto, anticipo	2073.8501	0.50%
12.1	GASTOS OFERTA	400	0.10%
12.2	IMPREVISTOS	4147.7002	1.00%
12.3	IMPACTOS AMBIENTALES	1000	0.24%
13	UTILIDAD	27789.5913	6.70%
	TOTAL	75870.61	**18.29%**

El porcentaje de costos indirectos es de 18.29%

Anexo 11. Volúmenes de obra

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 11
Volúmenes de Obra
Hormigón Armado – Acero Estructural

HORMIGÓN ARMADO

MOVIMIENTO DE TIERRAS

REPLANTEO Y NIVELACION

ELEMENTO	AREA m2
SÓTANO	479.24

EXCAVACIÓN MECÁNICA

ELEMENTO	AREA m2	PROFUNDIDAD m	VOLUMEN m3
SÓTANO	479.240	3.03	1452.1
ZAPATA C2	10.890	0.7	7.62
ZAPATA G5	8.410	0.7	5.89
ZAPATA B5	4.000	0.7	2.8
ZAPATA G4	13.690	0.7	9.58
ZAPATA D3	15.210	0.7	10.65
ZAPATA E5	7.290	0.7	5.1
ZAPATA G3-F2	20.650	0.7	14.46
ZAPATA E4-D4	17.600	0.7	12.32
ZAPATA ASCESOR	13.690	0.6	8.21
MUROS SÓTANO	152.653	0.6	91.59
VIGAS DE ATADO	40.725	0.5	20.36
TOTAL	**743.3225**	**9.83**	**1640.68**

EXCAVACIÓN MANUAL 10%

ELEMENTO	AREA m2	PROFUNDIDAD m	VOLUMEN m3
SÓTANO	479.240	0.303	145.21
ZAPATA C2	10.890	0.07	0.76
ZAPATA G5	8.410	0.07	0.59
ZAPATA B5	4.000	0.07	0.28
ZAPATA G4	13.690	0.07	0.96
ZAPATA D3	15.210	0.07	1.06
ZAPATA E5	7.290	0.07	0.51
ZAPATA G3-F2	20.650	0.07	1.45
ZAPATA E4-D4	17.600	0.07	1.23
ZAPATA ASCESOR	13.690	0.06	0.82
MUROS SÓTANO	152.653	0.06	9.16
VIGAS DE ATADO	40.725	0.05	2.04
TOTAL	**743.3225**	**0.983**	**164.07**

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 11
Volúmenes de Obra
Hormigón Armado – Acero Estructural

COMPACTACIÓN DE LA SUBRASANTE

ELEMENTO	AREA m2
SÓTANO	479.24

VOLUMEN DE RELLENO

ELEMENTO	AREA m2	PROFUNDIDAD m	VOLUMEN m3
SÓTANO	479.240	0.5	239.62
ZAPATA C2	10.890	0.7	7.62
ZAPATA G5	8.410	0.7	5.89
ZAPATA B5	4.000	0.7	2.8
ZAPATA G4	13.690	0.7	9.58
ZAPATA D3	15.210	0.7	10.65
ZAPATA E5	7.290	0.7	5.1
ZAPATA G3-F2	20.650	0.7	14.46
ZAPATA E4-D4	17.600	0.7	12.32
ZAPATA ASCESOR	13.690	0.6	8.21
MUROS SÓTANO	152.653	0.6	91.59
VIGAS DE ATADO	40.725	0.5	20.36
VOLUMEN DE HORMIGON DE ZAPATAS AISLADAS	40.16	-1	-40.16
VOLUMEN DE HORMIGON DE VIGAS DE ATADO	10.86	-1	-10.86
VOLUMEN DE HORMIGON DE ZAPATAS CORRIDAS MUROS	43.68	-1	-43.68
VOLUMEN DE HORMIGON DE LIMPIEZA	21.82	-1	-21.82
LOSA SÓTANO	479.24	-0.1	-47.92
TOTAL	**784.0475**	**3.7**	**263.76**
		VOLUMEN TOTAL	**263.76**
		RELLENO CON MATERIAL DE SITIO (35%)	**92.32**
		MATERIAL DE MEJORAMIENTO COMPACTADO (65%)	**171.44**

TRANSPORTE DE MATERIALES

TOTAL MECANICA		1640.68
TOTAL MANUAL		164.07
TOTAL		**1804.75**
ESPONJAMIENTO	30%	541.425
TOTAL TRANSPORTE		**2346.175**

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 11
Volúmenes de Obra
Hormigón Armado – Acero Estructural

AREA DE OFICINA PROVISIONAL

AREA	10.5	m2

CERRAMIENTO PROVISIONAL

PERIMETRO TOTAL	87.23	m
PERIMETRO PARCIAL	47.81	m

CIMENTACION

RESUMEN CIMENTACIÓN

Acero de Refuerzo (kg)	15,466.91
Hormigón f'c=240 kg/cm² (m³)	94.70
Hormigón f'c=180 kg/cm² (m³)	21.82
Encofrado (m²)	170.27

ESTRUCTURA

Malla electrosoldada R-188	*Cantidad*
Estructura m2	1220.14
Sótano m2	479.24
	1699.38

Total obra - Superficie total: 1755.34 m2

Elemento	Superficie (m2)	Volumen (m3)	Barras (Kg)
Losas macizas	3.06	0.61	71
Casetonados	1217.08	147.62	26221
Vigas	468.27	163.99	31939
Encofrado lateral	534.32		
Muros	1162.4	111.94	14626
Columnas (Sup. Encofrado)	539.76	65.39	21071
Escaleras	98.04	14.69	2153
Total	4022.93	504.24	96081
Índices (por m2)	2.292	0.287	54.736

Nº bloques de losa Casetonada = 6800 Uds.

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 11
Volúmenes de Obra
Hormigón Armado – Acero Estructural

RESUMEN ESTRUCTURA	ESTRUCTURA	CIMENTACION	TOTAL
Acero de Refuerzo (kg)	96,081.00	15,466.91	**111,547.91**
Hormigón f'c=180 kg/cm² (m³)		21.82	**21.82**
Hormigón f'c=240 kg/cm² (m³)	504.24	94.70	**598.94**
Hormigón f'c=300 kg/cm² (m³)	47.92		**47.92**
Bloques de alivianamiento (u)	6800		**6800**
Encofrado recto (m²)	4,018.49	170.27	**4,188.76**
Encofrado curvo (m²)	4.44		**4.44**

Área m2	1,755.34
Peso por m2	623.64

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 11
Volúmenes de Obra
Hormigón Armado – Acero Estructural

ACERO ESTRUCTURAL

MOVIMIENTO DE TIERRAS

REPLANTEO Y NIVELACION

ELEMENTO	AREA m2
SÓTANO	479.24

EXCAVACIÓN MECÁNICA

ELEMENTO	AREA m2	PROFUNDIDAD m	VOLUMEN m3
SÓTANO	479.240	3.03	1452.1
ZAPATA C2	10.890	0.8	8.71
ZAPATA G5	8.410	0.8	6.73
ZAPATA B5	4.000	0.8	3.2
ZAPATA G4	13.690	0.8	10.95
ZAPATA D3	15.210	0.8	12.17
ZAPATA E5	7.290	0.8	5.83
ZAPATA G3-F2	20.650	0.8	16.52
ZAPATA E4-D4	17.600	0.8	14.08
ZAPATA ASCESOR	13.690	0.6	8.21
MUROS SÓTANO	152.653	0.6	91.59
VIGAS DE ATADO	35.100	0.5	17.55
TOTAL	**743.3225**	**10.63**	**1647.64**

EXCAVACIÓN MANUAL 10%

ELEMENTO	AREA m2	PROFUNDIDAD m	VOLUMEN m3
SÓTANO	479.240	0.303	145.21
ZAPATA C2	10.890	0.08	0.87
ZAPATA G5	8.410	0.08	0.67
ZAPATA B5	4.000	0.08	0.32
ZAPATA G4	13.690	0.08	1.1
ZAPATA D3	15.210	0.08	1.22
ZAPATA E5	7.290	0.08	0.58
ZAPATA G3-F2	20.650	0.08	1.65
ZAPATA E4-D4	17.600	0.08	1.41
ZAPATA ASCESOR	13.690	0.06	0.82
MUROS SÓTANO	152.653	0.06	9.16
VIGAS DE ATADO	35.100	0.05	1.76
TOTAL	**743.3225**	**1.063**	**164.77**

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 11
Volúmenes de Obra
Hormigón Armado – Acero Estructural

COMPACTACIÓN DE LA SUBRASANTE

ELEMENTO	AREA m2
SÓTANO	479.24

VOLUMEN DE RELLENO

ELEMENTO	AREA m2	PROFUNDIDAD m	VOLUMEN m3
SÓTANO	479.240	0.5	239.62
ZAPATA C2	10.890	0.8	8.71
ZAPATA G5	8.410	0.8	6.73
ZAPATA B5	4.000	0.8	3.2
ZAPATA G4	13.690	0.8	10.95
ZAPATA D3	15.210	0.8	12.17
ZAPATA E5	7.290	0.8	5.83
ZAPATA G3-F2	20.650	0.8	16.52
ZAPATA E4-D4	17.600	0.8	14.08
ZAPATA ASCESOR	13.690	0.6	8.21
MUROS SÓTANO	152.653	0.6	91.59
VIGAS DE ATADO	35.100	0.5	17.55
VOLUMEN DE HORMIGON DE ZAPATAS AISLADAS	45.24	-1	-45.24
VOLUMEN DE HORMIGON DE VIGAS DE ATADO	9.36	-1	-9.36
VOLUMEN DE HORMIGON DE ZAPATAS CORRIDAS MUROS	40.37	-1	-40.37
VOLUMEN DE HORMIGON DE LIMPIEZA	20.31	-1	-20.31
LOSA SÓTANO	479.24	-0.1	-47.92
TOTAL	**778.4225**	**4.5**	**271.96**

`

TRANSPORTE DE MATERIALES

TOTAL MECANICA		1647.64
TOTAL MANUAL		164.77
TOTAL		**1812.41**
ESPONJAMIENTO	30%	543.723
TOTAL TRANSPORTE		**2356.133**

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 11
Volúmenes de Obra
Hormigón Armado – Acero Estructural

AREA DE OFICINA PROVISIONAL

AREA	10.5	m2

CERRAMIENTO PROVISIONAL

PERIMETRO TOTAL	87.23	m
PERIMETRO PARCIAL	47.81	m

CIMENTACION

RESUMEN CIMENTACIÓN

Acero de Refuerzo en varillas (kg)	11,682.77
Hormigón f'c=240 kg/cm² (m³)	94.97
Hormigón f'c=180 kg/cm² (m³)	20.31
Encofrado (m²)	181.04
Acero en placas de anclaje (kg)	1,708.00
Acero en perno de anclaje (kg)	242.90

ESTRUCTURA

Total obra - Superficie total: 1755.34 m2

Elemento	Superficie (m2)	Volumen (m3)	Barras (Kg)	Laminado (Kg)	Conformado (Kg)
Losas macizas	3.06	0.61	72		
Unidireccionales			441		
*Losas mixtas	1567.12	149.66			
Vigas	163.82			72162	8823
Encofrado lateral	83.93				
Muros	1168.88	112.6	15813		
Columnas (Sup. Encofrado)	109.73	10.96	1924	28837	
Total	**3096.54**	**273.83**	**18250**	**100999**	**8823**
Índices (por m2)	**1.764**	**0.156**	**10.397**	**57.538**	**5.026**

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ANEXO 11
Volúmenes de Obra
Hormigón Armado – Acero Estructural

Malla electrosoldada R-188	Cantidad
Estructura	1567.12
Sótano	479.24
	2046.36

RESUMEN ESTRUCTURA	ESTRUCTURA	CIMENTACION	TOTAL
Acero de Refuerzo (kg)	18,250.00	11,682.77	**29,932.77**
Hormigón f'c=180 kg/cm² (m³)		20.31	**20.31**
Hormigón f'c=240 kg/cm² (m³)	273.83	94.97	**368.80**
Hormigón f'c=300 kg/cm² (m³)	47.92		**47.92**
Placa colaborante e=65mm (m²)	1567.12		**1,567.12**
Encofrado recto (m²)	1,529.42	181.04	**1,710.46**
Acero A36 laminado (kg)	100,999.00		**100,999.00**
Acero A36 conformado (kg)	8,823.00		**8,823.00**
Acero en placas de anclaje (kg)		1,708.00	**1,708.00**
Acero en perno de anclaje (kg)		242.90	**242.90**

Acero estructural (kg)	111,772.90
Área (m2)	1,755.34
Peso por m2 (acero estructural)	63.68
Peso por m2 (estructura)	391.93
Peso por m2 total	**455.61**

Anexo 12. Análisis de Precios Unitarios

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA
	PROPUESTA EN HORMIGÓN ARMADO

RUBRO No.	CODIGO No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 001	C.1.000098	Campamento-oficina provisional de madera (cubierta de zinc)	m2	10,50	67,81	712,00
1 002	C.1.000103	Cerramiento provisional	m	47,81	9,97	476,73
1 003	C.1.00007	Replanteo y nivelación	m2	479,24	0,92	439,40
1 004	C.1.00008	Excavación manual en material sin clasificar	m3	164,07	10,93	1 793,40
1 005	C.1.00012	Excavación mecánica en suelo sin clasificar	m3	1 640,68	2,72	4 467,52
1 006	C.1.00028	Compactación subrasante	m2	479,24	3,97	1 904,05
1 007	C.1.00029	Material de mejoramiento compactado	m3	171,44	17,41	2 984,02
1 008	C.1.00009	Relleno compactado con material de sitio	m3	92,32	3,06	282,54
1 009	C.1.00011	Transporte de materiales hasta 6 Km, incluye pago en escombrera	m3	2 346,18	1,98	4 635,55
1 010	C.1.00024	Hormigón Simple f´c = 180 kg/cm2	m3	21,82	107,73	2 350,58
1 011	C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 240 kg/cm2	m3	598,94	138,66	83 047,98
1 012	C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 300 kg/cm2	m3	47,92	143,20	6 862,78
1 013	C.1.00043	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f´c=210 Kg/cm2	m3	10,00	94,72	947,25
1 014	C.1.00032	Encofrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento	m2	4 188,76	9,02	37 764,98
1 015	C.1.00057	Encofrado de madera curvo (2 usos)	m2	4,44	9,30	41,30
1 016	C.1.00023	Acero de refuerzo cortado y figurado	kg	111 547,91	2,19	244 641,08
1 017	C.1.00062	Malla electro soldada tipo R-188 6 mm c/15 cm.	m2	1 699,38	5,71	9 707,91
1 018	C.1.00072	Casetones de 40x40x20 cm (varios usos)	u	6 800,00	1,05	7 125,31
SUBTOTAL						**$410 184,38**
TOTAL:						**$410 184,38**

Son: **CUATROCIENTOS DIEZ MIL CIENTO OCHENTA Y CUATRO CON 38/100 DOLARES**

MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVÁEZ

Cuenca, feb-14

LUGAR Y FECHA

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA
	PROPUESTA EN ACERO ESTRUCTURAL

RUBRO No.	CODIGO No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 001	C.1.000098	Campamento-oficina provisional de madera (cubierta de zinc)	m2	10,50	67,81	712,00
1 002	C.1.000103	Cerramiento provisional	m	47,81	9,97	476,73
1 003	C.1.00007	Replanteo y nivelación	m2	479,24	0,92	439,40
1 004	C.1.00008	Excavación manual en material sin clasificar	m3	164,77	10,93	1 801,05
1 005	C.1.00012	Excavación mecánica en suelo sin clasificar	m3	1 647,64	2,72	4 486,47
1 006	C.1.00028	Compactación subrasante	m2	479,24	3,97	1 904,05
1 007	C.1.00029	Material de mejoramiento compactado	m3	176,77	17,41	3 076,79
1 008	C.1.00009	Relleno compactado con material de sitio	m3	95,19	3,06	291,32
1 009	C.1.00011	Transporte de materiales hasta 6 Km, incluye pago en escombrera	m3	2 356,13	1,98	4 655,23
1 010	C.1.00024	Hormigón Simple f´c = 180 kg/cm2	m3	20,31	107,73	2 187,91
1 011	C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 240 kg/cm2	m3	368,80	138,66	51 137,17
1 012	C.1.00025	Hormigón Simple f´c = 300 kg/cm2	m3	47,92	143,20	6 862,78
1 013	C.1.00043	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f´c=210 Kg/cm2	m3	10,00	94,72	947,25
1 014	C.1.00032	Encofrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento	m2	1 710,46	9,02	15 421,15
1 015	C.1 00076	Placa colaborante de acero galvanizado e=0.65 mm para losa suministro y colocación, incluye c	m2	1 567,12	21,65	33 930,08
1 016	C.1.00023	Acero de refuerzo cortado y figurado	kg	29 932,77	2,19	65 646,99
1 017	C.1.00042	Acero ASTM A36 estructural en perfiles, suministro y montaje, incluye pintura anticorrosiva	kg	111 772,90	2,54	283 799,85
1 018	C.1.00062	Malla electro soldada tipo R-188 6 mm c/15 cm.	m2	2 046,36	5,71	11 690,07
SUBTOTAL						**$489 466,29**
TOTAL:						**$489 466,29**

Son: **CUATROCIENTOS OCHENTA Y NUEVE MIL CUATROCIENTOS SESENTA Y SEIS CON 29/100 DOLARES**

MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVÁEZ

Cuenca, feb-14

LUGAR Y FECHA

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 001 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.000098
DETALLE: Campamento-oficina provisional de madera (cubierta de zinc)
UNIDAD: m2

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	0,05000	10,48880	0,52444	0,80000	0,41955
Amoladora	1,00000	0,20000	0,20000	0,80000	0,16000
			PARCIAL M		0,57955

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Peon	3,00000	3,01000	9,03000	0,80000	7,22400
Albañil	2,00000	3,05000	6,10000	0,80000	4,88000
Inspector de obra	0,10000	3,38000	0,33800	0,80000	0,27040
			PARCIAL N		12,37440

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Clavos de 2 " a 31/2"	kg	0,40000	1,62785	0,65114
Pingos de eucalipto 4 a 7 m x 0.30	m	5,00000	0,56785	2,83925
Tira 2.50 cm. X 2.50 mts.	u	5,00000	0,85178	4,25890
Plancha de zinc de 8'	u	0,83000	8,04465	6,67706
Plywood corriente 4x8x12 B	u	0,17000	17,98215	3,05697
PUNTO ELECTRICO TERMINADO	u	0,25000	16,02000	4,00500
Contrapiso Alisado Hormigón Prem.140kg/cm2.e=4 cm	m2	1,00000	7,98533	7,98533
Ventana fija (1m2)	m2	0,20000	36,39018	7,27804
Vidrio Claro de 4mm (importado)	m2	0,20000	11,90607	2,38121
Puerta de plywood int. 2x0.90	u	0,15000	35,85715	5,37857
		PARCIAL O		44,51147

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		57,46542
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	10,34378
COSTO TOTAL DEL RUBRO		67,80920
VALOR PROPUESTO		67,81

FIRMA

FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 002 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.000103
DETALLE: Cerramiento provisional
UNIDAD: m

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	1,00000	0,40000	0,40000	0,10000	0,04000
			PARCIAL M		0,04000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Albañil	1,00000	3,05000	3,05000	0,10000	0,30500
Peón	2,00000	3,01000	6,02000	0,10000	0,60200
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,10000	0,32100
			PARCIAL N		1,22800

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Postes de madera 3 m.	u	0,30000	2,50000	0,75000
Excavación manual en material sin clasificar	m3	0,40000	10,93069	4,37228
Tela para cerramiento provisional	m	1,03000	2,00000	2,06000
		PARCIAL O		7,18228

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		8,45028
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	1,52105
COSTO TOTAL DEL RUBRO		9,97133
VALOR PROPUESTO		9,97

FIRMA FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 003 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00007
DETALLE: Replanteo y nivelación
UNIDAD: m2

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	1,00000	0,40000	0,40000	0,05000	0,02000
Equipo de topografía	1,00000	2,00000	2,00000	0,05000	0,10000
			PARCIAL M		0,12000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Albañil	1,00000	3,05000	3,05000	0,05000	0,15250
Peón	1,00000	3,01000	3,01000	0,05000	0,15050
Topógrafo 1: experiencia de hasta 5 años (Estr. Oc. C2)	1,00000	3,21000	3,21000	0,05000	0,16050
			PARCIAL N		0,46350

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Clavos	kg	0,05000	1,91000	0,09550
Tiras de eucalipto 2 x 2 x 300 cm	u	0,20000	0,49000	0,09800
		PARCIAL O		0,19350

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		0,77700
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,13986
COSTO TOTAL DEL RUBRO		0,91686
VALOR PROPUESTO		0,92

FIRMA FECHA: feb-2014

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 004 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00008
DETALLE: Excavación manual en material sin clasificar
UNIDAD: m3

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	1,00000	0,40000	0,40000	2,50000	1,00000
			PARCIAL M		1,00000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,23000	0,73830
Peón	1,00000	3,01000	3,01000	2,50000	7,52500
			PARCIAL N		8,26330

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
		PARCIAL O		0,00000

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		9,26330
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	1,66739
COSTO TOTAL DEL RUBRO		10,93069
VALOR PROPUESTO		10,93

FIRMA FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 005 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00012
DETALLE: Excavación mecánica en suelo sin clasificar
UNIDAD: m3

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Excavadora de oruga	1,00000	45,00000	45,00000	0,04000	1,80000
			PARCIAL M		1,80000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,04000	0,12840
Peón	1,00000	3,01000	3,01000	0,04000	0,12040
Ayudante de maquinaria (Estr. Oc. C3)	1,00000	3,09000	3,09000	0,04000	0,12360
Operador de excavadora	1,00000	3,38000	3,38000	0,04000	0,13520
			PARCIAL N		0,50760

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
		PARCIAL O		0,00000

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		2,30760
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,41537
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,72297
VALOR PROPUESTO		2,72

FIRMA FECHA: feb-2014

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 006 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00028
DETALLE: Compactación subrasante
UNIDAD: m2

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	1,00000	0,40000	0,40000	0,35000	0,14000
Vibro apisonador	1,00000	3,00000	3,00000	0,35000	1,05000
			PARCIAL M		1,19000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,35000	1,12350
Peón	1,00000	3,01000	3,01000	0,35000	1,05350
			PARCIAL N		2,17700

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
		PARCIAL O		0,00000

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
			PARCIAL P			0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		3,36700
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,60606
COSTO TOTAL DEL RUBRO		3,97306
VALOR PROPUESTO		3,97

FIRMA FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 007 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00029
DETALLE: Material de mejoramiento compactado
UNIDAD: m3

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	1,00000	0,40000	0,40000	0,27200	0,10880
			PARCIAL M		0,10880

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Albañil	1,00000	3,05000	3,05000	0,27200	0,82960
Peón	1,00000	3,01000	3,01000	0,27200	0,81872
			PARCIAL N		1,64832

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Agua	lt	10,00000	0,02000	0,20000
Material de mejoramiento puesto en obra	m3	1,10000	10,00000	11,00000
Tendido, conformación y compactación de plataformas con equipo pesado	m3	1,00000	1,79342	1,79342
		PARCIAL O		12,99342

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		14,75054
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	2,65510
COSTO TOTAL DEL RUBRO		17,40564
VALOR PROPUESTO		17,41

FIRMA

FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 008 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00009
DETALLE: Relleno compactado con material de sitio
UNIDAD: m3

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	1,00000	0,40000	0,40000	0,02000	0,00800
Tanquero con agua	1,00000	20,00000	20,00000	0,02000	0,40000
Equipo de topografía	1,00000	2,00000	2,00000	0,02000	0,04000
Rodillo	1,00000	30,00000	30,00000	0,02000	0,60000
			PARCIAL M		1,04800

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Peón	2,00000	3,01000	6,02000	0,02000	0,12040
Topógrafo 1: experiencia de hasta 5 años (Estr. Oc. C2)	1,00000	3,21000	3,21000	0,02000	0,06420
Operador de equipo liviano	1,00000	3,05000	3,05000	0,02000	0,06100
			PARCIAL N		0,24560

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Material de sitio	m3	1,00000	1,30000	1,30000
		PARCIAL O		1,30000

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		2,59360
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,46685
COSTO TOTAL DEL RUBRO		3,06045
VALOR PROPUESTO		3,06

FIRMA

FECHA: feb-2014

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 009 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00011
DETALLE: Transporte de materiales hasta 6 Km, incluye pago en escombrera
UNIDAD: m3

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Volqueta 8 m3	1,00000	25,00000	25,00000	0,04000	1,00000
			PARCIAL M		1,00000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
CHOFER: Volquetas (Estr. Oc. C1)	1,00000	4,36000	4,36000	0,04000	0,17440
			PARCIAL N		0,17440

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Pago por concepto de disposición de materiales en escombrera	m3	1,00000	0,50000	0,50000
		PARCIAL O		0,50000

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		1,67440
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,30139
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1,97579
VALOR PROPUESTO		1,98

FIRMA FECHA: feb-2014

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 010 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00024
DETALLE: Hormigón Simple f´c = 180 kg/cm2
UNIDAD: m3

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	5,00000	0,40000	2,00000	0,90000	1,80000
Concretera de un saco	1,00000	3,15000	3,15000	0,90000	2,83500
			PARCIAL M		4,63500

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,30000	0,96300
Peón	4,00000	3,01000	12,04000	0,90000	10,83600
Ayudante de Albañil	1,00000	3,01000	3,01000	0,90000	2,70900
			PARCIAL N		14,50800

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Agua	lt	180,00000	0,02000	3,60000
Arena puesta en obra	m3	0,60000	17,00000	10,20000
Grava puesta en obra	m3	1,00000	16,00000	16,00000
Cemento portland tipo I puesto en obra	saco	5,50000	7,70000	42,35000
		PARCIAL O		72,15000

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		91,29300
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	16,43274
COSTO TOTAL DEL RUBRO		107,72574
VALOR PROPUESTO		107,73

FIRMA

FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 011 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00025
DETALLE: Hormigón Simple f´c = 240 kg/cm2
UNIDAD: m3

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	5,00000	0,40000	2,00000	0,90000	1,80000
Concretera de un saco	1,00000	3,15000	3,15000	0,90000	2,84000
Vibrador	1,00000	1,80000	1,80000	0,20000	0,36000
			PARCIAL M		5,00000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,30000	0,96300
Peón	5,00000	3,01000	15,05000	0,90000	13,54500
Ayudante de Albañil	1,00000	3,01000	3,01000	0,90000	2,70900
			PARCIAL N		17,21700

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Imperplastic	Kg	4,00000	1,16000	4,64000
Agua	lt	180,00000	0,02000	3,60000
Aditivo plastificante	lt	1,00000	0,85000	0,85000
Arena puesta en obra	m3	0,60000	17,00000	10,20000
Grava puesta en obra	m3	0,90000	16,00000	14,40000
Cemento portland tipo I puesto en obra	saco	8,00000	7,70000	61,60000
		PARCIAL O		95,29000

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		117,50700
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	21,15126
COSTO TOTAL DEL RUBRO		138,65826
VALOR PROPUESTO		138,66

FIRMA

FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 011 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00025
DETALLE: Hormigón Simple f´c = 300 kg/cm2
UNIDAD: m3

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	5,00000	0,40000	2,00000	0,90000	1,80000
Concretera de un saco	1,00000	3,15000	3,15000	0,90000	2,84000
Vibrador	1,00000	1,80000	1,80000	0,20000	0,36000
			PARCIAL M		5,00000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,30000	0,96300
Peón	5,00000	3,01000	15,05000	0,90000	13,54500
Albañil	1,00000	3,01000	3,01000	0,90000	2,70900
			PARCIAL N		17,21700

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Imperplastic	Kg	4,00000	1,16000	4,64000
Agua	lt	180,00000	0,02000	3,60000
Aditivo plastificante	lt	1,00000	0,85000	0,85000
Arena puesta en obra	m3	0,60000	17,00000	10,20000
Grava puesta en obra	m3	0,90000	16,00000	14,40000
Cemento portland tipo I puesto en obra	saco	8,50000	7,70000	65,45000
		PARCIAL O		99,14000

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		121,35700
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	21,84426
COSTO TOTAL DEL RUBRO		143,20126
VALOR PROPUESTO		143,20

FIRMA

FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 013 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00043
DETALLE: Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f´c=210 Kg/cm2
UNIDAD: m3

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	5,00000	0,40000	2,00000	0,60000	1,20000
			PARCIAL M		1,20000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,06000	0,19260
Peón	2,00000	3,01000	6,02000	0,60000	3,61200
Ayudante de Albañil	1,00000	3,01000	3,01000	0,60000	1,80600
			PARCIAL N		5,61060

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Agua	lt	90,00000	0,02000	1,80000
Piedra puesta en obra	m3	0,43000	16,00000	6,88000
Hormigón Simple f´c = 210 kg/cm2	m3	0,62000	104,49100	64,78442
		PARCIAL O		73,46442

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		80,27502
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	14,44950
COSTO TOTAL DEL RUBRO		94,72452
VALOR PROPUESTO		94,72

FIRMA

FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 014 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00032
DETALLE: Encofrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento
UNIDAD: m2

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	3,00000	0,40000	1,20000	0,05000	0,06000
			PARCIAL M		0,06000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Albañil	1,00000	3,05000	3,05000	0,05000	0,15250
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,05000	0,16050
Peón	2,00000	3,01000	6,02000	0,05000	0,30100
			PARCIAL N		0,61400

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Clavos	kg	0,15000	1,91000	0,28650
Pingos de eucalipto	m	3,50000	0,88000	3,08000
Pingos de eucalipto	m	3,50000	0,88000	3,08000
Tabla ordinaria de monte 28x2.5x300 cm	u	0,10000	2,75000	0,27500
Tiras de ecucalipto 4x5x300 cm.	u	0,25000	0,98000	0,24500
		PARCIAL O		6,96650

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		7,64050
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	1,37529
COSTO TOTAL DEL RUBRO		9,01579
VALOR PROPUESTO		9,02

FIRMA

FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 017 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00042
DETALLE: Acero ASTM A36 estructural en perfiles, suministro y montaje, incluye pintura anticorrosiva

UNIDAD: kg

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramienta varias	2,00000	0,40000	0,80000	0,03000	0,02400
Compresor/Soplete	0,50000	1,25000	0,62500	0,03000	0,01875
Soldadora Electrica 240 A	1,00000	0,83000	0,83000	0,00300	0,00249
Grua Movil	1,00000	25,00000	25,00000	0,00300	0,07500
			PARCIAL M		0,12024

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Maestro soldador especializado	1,00000	3,06000	3,06000	0,03000	0,09180
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,03000	0,09630
Ayudante de fierrero	1,00000	3,01000	3,01000	0,03000	0,09030
Operador de Grua puente de elevación	1,00000	3,38000	3,38000	0,03000	0,10140
			PARCIAL N		0,37980

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Acero A36 acero en plancha laminado en caliente	kg	1,00000	1,28000	1,28000
Soldadura 70/18x1/8" tipo Indura	kg	0,04000	3,95000	0,15800
Anticorrosivo Cromato zinc	gal	0,00300	11,10300	0,03331
Esmale galidden aluminio (galidden)	gal	0,00400	23,35000	0,09340
Thinner comercial (diluyente tecni thiñer laca)	gal	0,00700	12,43000	0,08701
		PARCIAL O		1,65172

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		2,15176
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,38732
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,53908
VALOR PROPUESTO		2,54

FIRMA

FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 015 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00057
DETALLE: Encofrado de madera curvo (2 usos)
UNIDAD: m2

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	2,00000	0,40000	0,80000	0,30000	0,24000
Andamios	4,00000	0,20000	0,80000	0,30000	0,24000
Puntales extendibles	2,00000	0,16000	0,32000	0,30000	0,09600
			PARCIAL M		0,57600

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Albañil	1,00000	3,05000	3,05000	0,30000	0,91500
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,30000	0,96300
Peón	2,00000	3,01000	6,02000	0,30000	1,80600
			PARCIAL N		3,68400

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Clavos	kg	0,20000	1,91000	0,38200
Tiras de ecucalipto 4x5x300 cm.	u	0,20000	0,98000	0,19600
Plancha de Plywood 1.22x2.44 m. 6 mm	u	0,15000	20,30000	3,04500
		PARCIAL O		3,62300

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		7,88300
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	1,41894
COSTO TOTAL DEL RUBRO		9,30194
VALOR PROPUESTO		9,30

FIRMA

FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 016 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00023
DETALLE: Acero de refuerzo cortado y figurado
UNIDAD: kg

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	1,00000	0,40000	0,40000	0,05000	0,02000
Amoladora	1,00000	0,20000	0,20000	0,05000	0,01000
			PARCIAL M		0,03000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,05000	0,16050
Peón	1,00000	3,01000	3,01000	0,05000	0,15050
Ayudante de fierrero	1,00000	3,01000	3,01000	0,05000	0,15050
Fierrero	1,00000	3,05000	3,05000	0,05000	0,15250
			PARCIAL N		0,61400

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Acero en varillas fy=420Kg/cm2	Kg	1,05000	1,12000	1,17600
Alambre de amarre No. 18 negro recocido	kg	0,02000	1,93000	0,03860
		PARCIAL O		1,21460

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		1,85860
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,33455
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,19315
VALOR PROPUESTO		2,19

FIRMA FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez

RUBRO: 1 015 RENDIMIENTO (horas/unid)

CODIGO: C.1 00076

DETALLE: Placa colaborante de acero galvanizado e=0.65 mm para losa suministro y colocación, incluye conectores de cortante

UNIDAD: m2

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	1,00000	0,40000	0,40000	0,32000	0,12800
Equipo de suelda	1,00000	0,83000	0,83000	0,32000	0,26560
			PARCIAL M		0,39360

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Albañil	1,00000	3,05000	3,05000	0,32000	0,97600
Peón	1,00000	3,01000	3,01000	0,32000	0,96320
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1,00000	3,38000	3,38000	0,32000	1,08160
			PARCIAL N		3,02080

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Acero en varillas fy=420Kg/cm2	Kg	0,30000	1,12000	0,33600
Suelda 6011	kg	0,33000	2,57000	0,84810
Placa Colaborante e = 65 mm	u	1,00000	13,75000	13,75000
		PARCIAL O		14,93410

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		18,34850
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	3,30273
COSTO TOTAL DEL RUBRO		21,65123
VALOR PROPUESTO		21,65

FIRMA

FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO LA RIVIERA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 019 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00062
DETALLE: Malla electro soldada tipo R-188 6 mm c/15 cm.
UNIDAD: m2

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	1,00000	0,40000	0,40000	0,20000	0,08000
Amoladora	1,00000	0,20000	0,20000	0,20000	0,04000
			PARCIAL M		0,12000

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Maestro de obra	1,00000	3,21000	3,21000	0,02000	0,06420
Peón	1,00000	3,01000	3,01000	0,20000	0,60200
			PARCIAL N		0,66620

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Alambre de amarre No. 18 negro recocido	kg	0,10000	2,05000	0,20500
Malla electro soldada tipo R 188 6 mm c/15 cm	u	0,07000	55,00000	3,85000
		PARCIAL O		4,05500

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
				PARCIAL P		0,00000

TOTAL COSTO DIRECTO		4,84120
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,87142
COSTO TOTAL DEL RUBRO		5,71262
VALOR PROPUESTO		5,71

FIRMA FECHA: feb-2014

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Trabajo de Graduación
Mayra Alejandra Proaño Narváez

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO - EDIFICIO "LA RIVIERA"

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Mayra Alejandra Proaño Narváez
RUBRO: 1 018 RENDIMIENTO (horas/unid)
CODIGO: C.1.00072
DETALLE: Casetones de 40x40x20 cm (varios usos)
UNIDAD: u

EQUIPO:

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Herramientas varias	1,00000	0,40000	0,40000	0,04000	0,01600
			PARCIAL M		0,01600

MANO DE OBRA:

DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JOR/HORA	C/HORA	RENDIM.	COSTO
Albañil	1,00000	3,05000	3,05000	0,04000	0,12200
			PARCIAL N		0,12200

MATERIALES:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITAR.	COSTO
Casetones de 40x40x20 cm	u	1,00000	0,75000	0,75000
		PARCIAL O		0,75000

TRANSPORTE (P)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	DISTANCIA	TARIFA	COSTO
			0,00000			
			PARCIAL P			0,00000

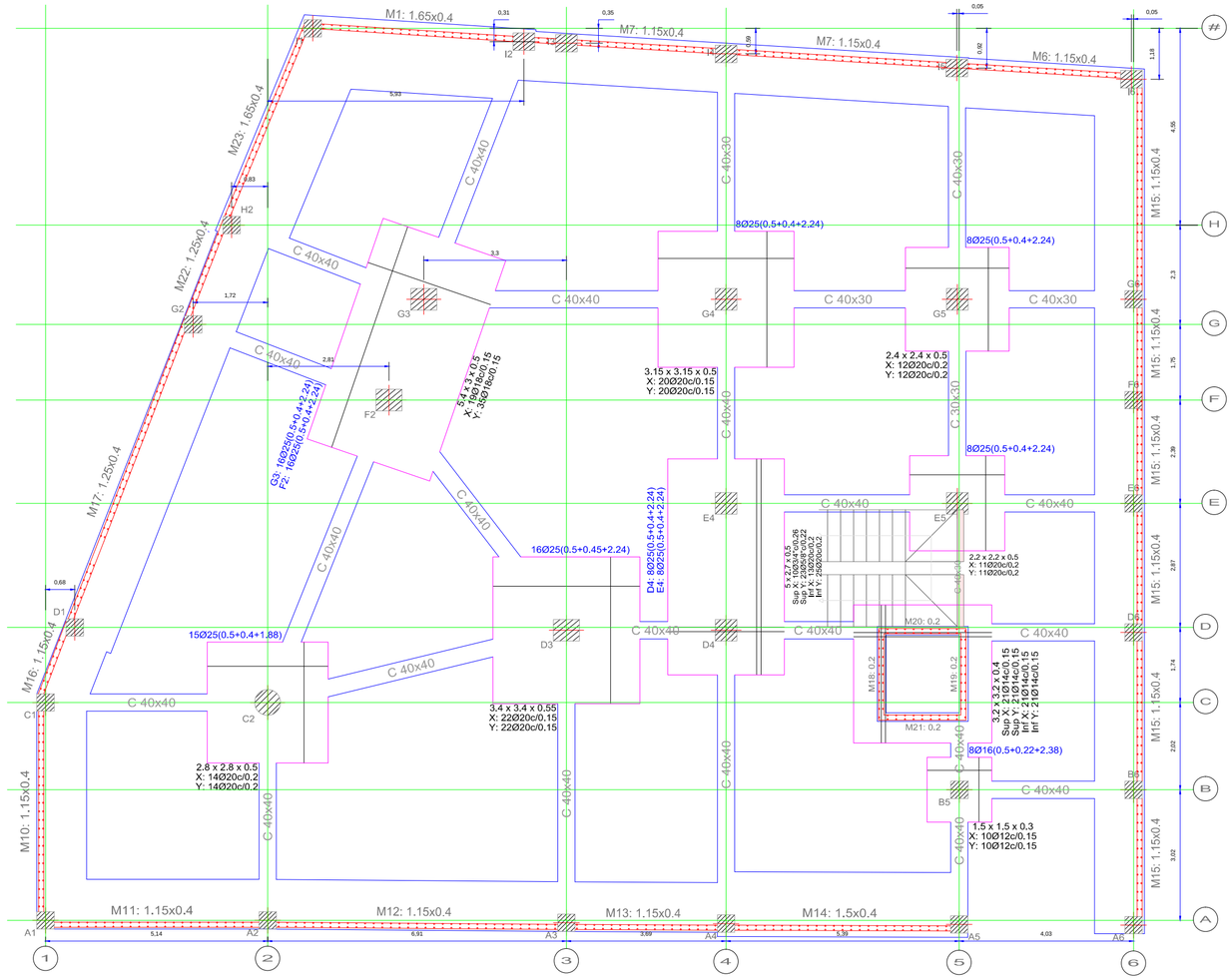
TOTAL COSTO DIRECTO		0,88800
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,15984
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1,04784
VALOR PROPUESTO		1,05

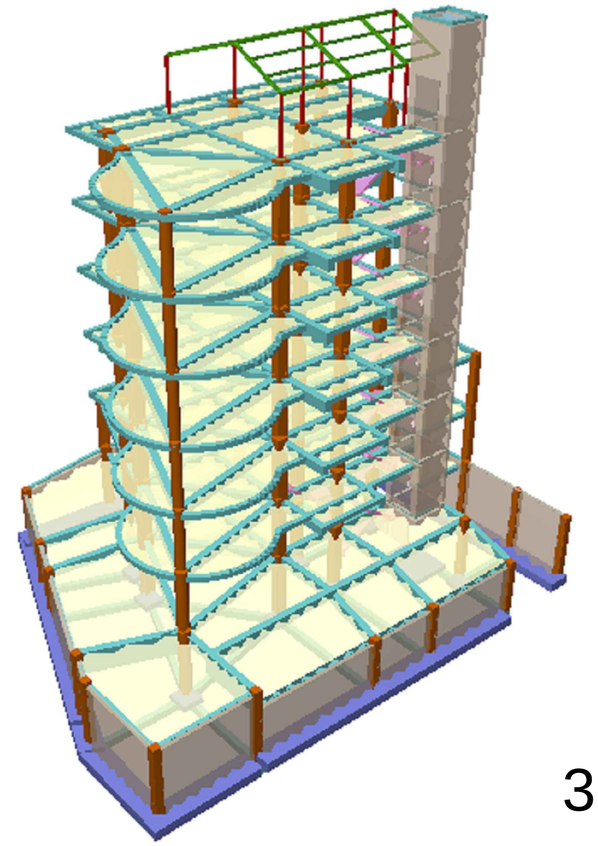
FIRMA FECHA: feb-2014

Anexo 13. Planos estructurales

Planos estructurales variante hormigón armado

Planos estructurales variante acero estructural





3D

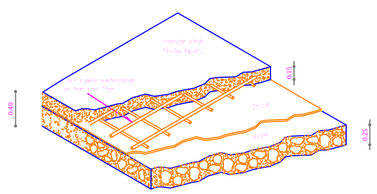
Resumen Acero Fundación Replanteo		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	1971.6	1336	
	Ø12	2783.4	2718	
	Ø14	299.9	399	
	Ø5/8"	59.8	103	
	Ø16	1635.3	2840	
	Ø18	233.5	513	
	Ø3/4"	54.8	135	
	Ø20	1611.8	4373	
	Ø22	47.7	157	
	Ø25	682.6	2893	15467

Fundación
Replanteo
Hor.: f'c=240 kg/cm2
Escala: 1:100

Arranques

Tabla de vigas de atado	
←0.4→ ↑0.4↓	C 40x40 Arm. sup.: 3Ø20 Arm. inf.: 3Ø20 Arm. piel: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ10c/0.1
←0.4→ ↑0.4↓	V Arm. sup.: 3Ø22 Arm. inf.: 3Ø22 Arm. piel: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ10c/0.08

Cuadro de arranques			
Referencias	Armados Esquinas	Armados Cara X	Armados Cara Y
A1, C1 y D6	4Ø16 (50+32+248)	2Ø16 (50+32+248)	2Ø16 (50+32+248)
A2	4Ø16 (50+32+203)	2Ø16 (50+32+203)	2Ø16 (50+32+203)
A3, G2 y H2	4Ø16 (50+32+195)	2Ø16 (50+32+195)	2Ø16 (50+32+195)
A4 y A5	4Ø16 (50+32+194)	2Ø16 (50+32+194)	2Ø16 (50+32+194)
A6 y B6	4Ø16 (50+32+260)	2Ø16 (50+32+260)	2Ø16 (50+32+260)
B5	4Ø16 (50+22+238)	2Ø16 (50+22+238)	2Ø16 (50+22+238)
C2	15Ø25 (50+40+188)		
D1	4Ø16 (50+32+202)	2Ø16 (50+32+202)	2Ø16 (50+32+202)
D3	4Ø25 (50+45+224)	6Ø25 (50+45+224)	6Ø25 (50+45+224)
D4, E4, E5, G4 y G5	4Ø25 (50+40+224)	2Ø25 (50+40+224)	2Ø25 (50+40+224)
E6, F6 y G6	4Ø16 (50+32+238)	2Ø16 (50+32+238)	2Ø16 (50+32+238)
F2 y G3	4Ø25 (50+40+224)	6Ø25 (50+40+224)	6Ø25 (50+40+224)
I1	4Ø16 (50+32+201)	2Ø16 (50+32+201)	2Ø16 (50+32+201)
I2, I3, I4 y I5	4Ø25 (50+31+298)	4Ø25 (50+31+298)	4Ø25 (50+31+298)
I6	4Ø25 (50+31+308)	4Ø25 (50+31+308)	4Ø25 (50+31+308)



DETALLE DE CONTRAPISO SOTANO

ESCALA: ..... S/E

CUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDACIÓN						
Referencias	Dimensiones (m)	Altura (m)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup. X	Armado sup. Y
B5	1.5x1.5	0.3	10Ø12c/0.15	10Ø12c/0.15		
C2	2.8x2.8	0.5	14Ø20c/0.2	14Ø20c/0.2		
D3	3.4x3.4	0.55	22Ø20c/0.15	22Ø20c/0.15		
E5	2.2x2.2	0.5	11Ø20c/0.2	11Ø20c/0.2		
G4	3.15x3.15	0.5	20Ø20c/0.15	20Ø20c/0.15		
G5	2.4x2.4	0.5	12Ø20c/0.2	12Ø20c/0.2		
(D4-E4)	5x2.7	0.5	13Ø20c/0.2	25Ø20c/0,2	10Ø3/4"c/0,26	23Ø5/8"c/0,22
(G3-F2)	5.4x3	0.5	19Ø18c/0.15	35Ø18c/0.15		
(M18-M19-M20-M21)	3.2x3.2	0.4	21Ø14c/0.15	21Ø14c/0.15	21Ø14c/0.15	21Ø14c/0.15

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

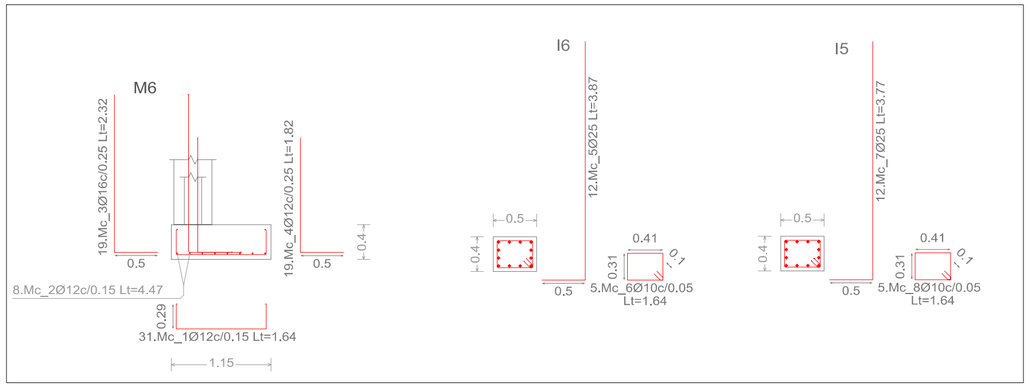
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

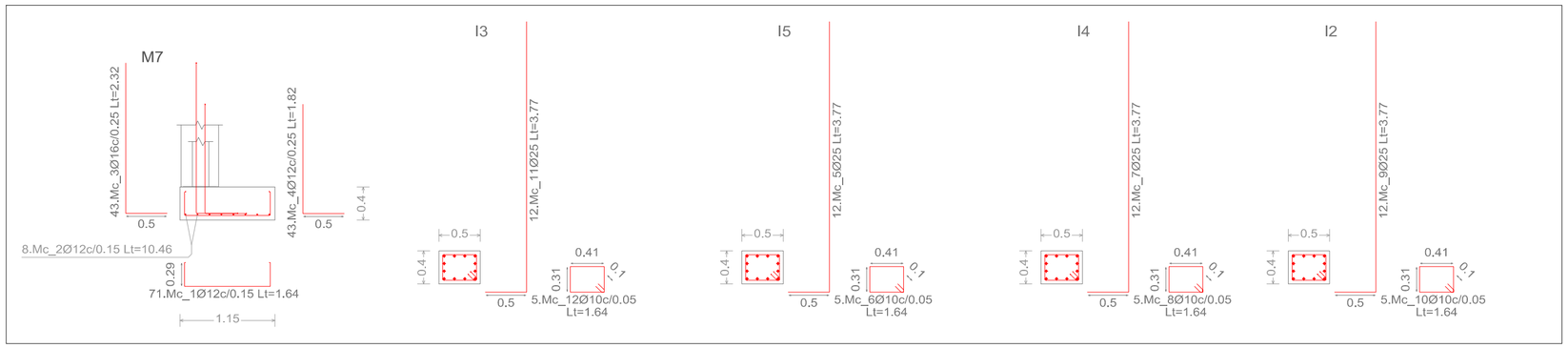
CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 10



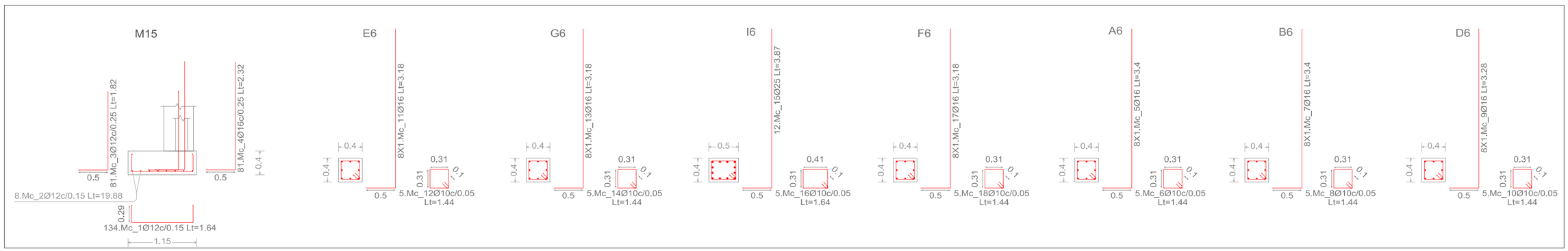


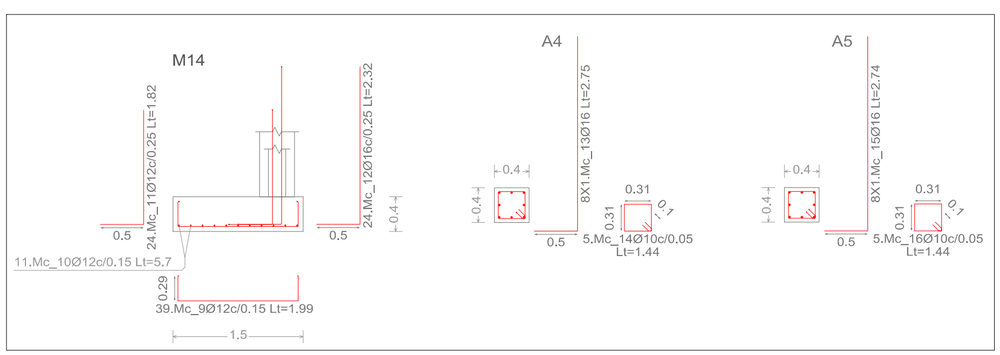
Resumen Acero Fundación Replanteo		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	1971.6	1336	
	Ø12	2783.4	2718	
	Ø14	299.9	399	
	Ø5/8"	59.8	103	
	Ø16	1635.3	2840	
	Ø18	233.5	513	
	Ø3/4"	54.8	135	
	Ø20	1611.8	4373	
	Ø22	47.7	157	
	Ø25	682.6	2893	15467

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M7	1	Ø12	71	0,01	1,62	0,01	1,64	116,44	103,4
	2	Ø12	8		10,46		10,46	83,68	74,3
	3	Ø16	43		1,82	0,5	2,32	99,76	157,5
	4	Ø12	43		1,32	0,5	1,82	78,26	69,5
	5	Ø25	12	0,5	3,27		3,77	45,24	174,3
	6	Ø10	5		1,64		1,64	8,2	5,1
	7	Ø25	12	0,5	3,27		3,77	45,24	174,3
	8	Ø10	5		1,64		1,64	8,2	5,1
	9	Ø25	12	0,5	3,27		3,77	45,24	174,3
	10	Ø10	5		1,64		1,64	8,2	5,1
	11	Ø25	12	0,5	3,27		3,77	45,24	174,3
	12	Ø10	5		1,64		1,64	8,2	5,1
								Total+10%:	1234,5
								Ø10:	22,4
								Ø12:	271,9
								Ø16:	173,3
								Ø25:	766,9
								Total:	1234,5

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M6	1	Ø12	31	0,01	1,62	0,01	1,64	50,84	45,1
	2	Ø12	8		4,47		4,47	35,76	31,7
	3	Ø16	19		1,82	0,5	2,32	44,08	69,6
	4	Ø12	19		1,32	0,5	1,82	34,58	30,7
	5	Ø25	12	0,5	3,37		3,87	46,44	179,0
	6	Ø10	5		1,64		1,64	8,2	5,1
	7	Ø25	12	0,5	3,27		3,77	45,24	174,3
	8	Ø10	5		1,64		1,64	8,2	5,1
								Total+10%:	594,7
M14	9	Ø12	39	0,01	1,97	0,01	1,99	77,61	68,9
	10	Ø12	11		5,7		5,7	62,7	55,7
	11	Ø12	24		1,32	0,5	1,82	43,68	38,8
	12	Ø16	24		1,82	0,5	2,32	55,68	87,9
	13	Ø16	8	0,5	2,25		2,75	22	34,7
	14	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	15	Ø16	8	0,5	2,24		2,74	21,92	34,6
	16	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	362,3
								Ø10:	20,9
								Ø12:	298,0
								Ø16:	249,5
								Ø25:	388,6
								Total:	957,0

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M15	1	Ø12	134	0,01	1,62	0,01	1,64	219,76	195,1
	2	Ø12	8		19,88		19,88	159,04	141,2
	3	Ø12	81		1,32	0,5	1,82	147,42	130,9
	4	Ø16	81		1,82	0,5	2,32	187,92	296,7
	5	Ø16	8	0,5	2,9		3,4	27,2	42,9
	6	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	7	Ø16	8	0,5	2,9		3,4	27,2	42,9
	8	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	9	Ø16	8	0,5	2,78		3,28	26,24	41,4
	10	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	11	Ø16	8	0,5	2,68		3,18	25,44	40,2
	12	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	13	Ø16	8	0,5	2,68		3,18	25,44	40,2
	14	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	15	Ø25	12	0,5	3,37		3,87	46,44	179,0
	16	Ø10	5		1,64		1,64	8,2	5,1
	17	Ø16	8	0,5	2,68		3,18	25,44	40,2
	18	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	1344,4
								Ø10:	34,6
								Ø12:	513,9
								Ø16:	599,0
								Ø25:	196,9
								Total:	1344,4





mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

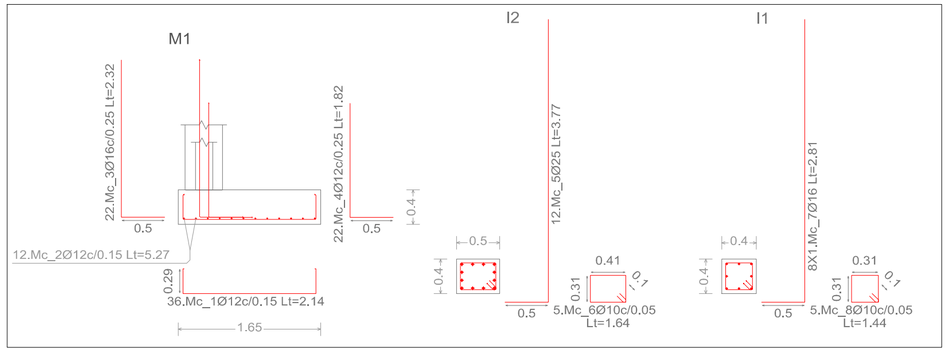
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

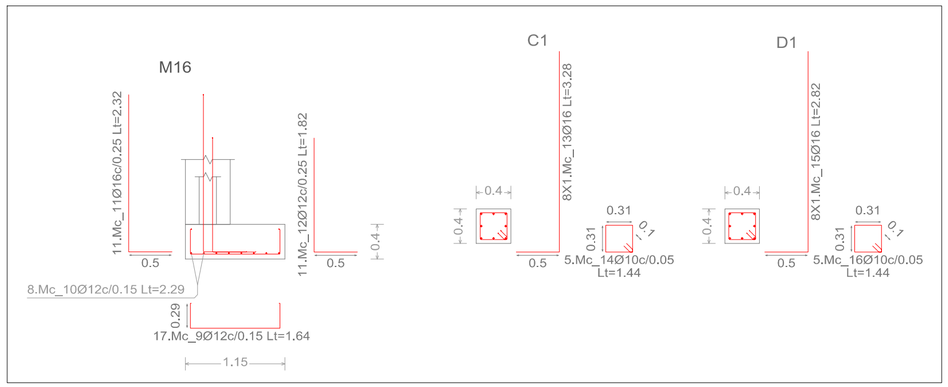
CONTENIDO:

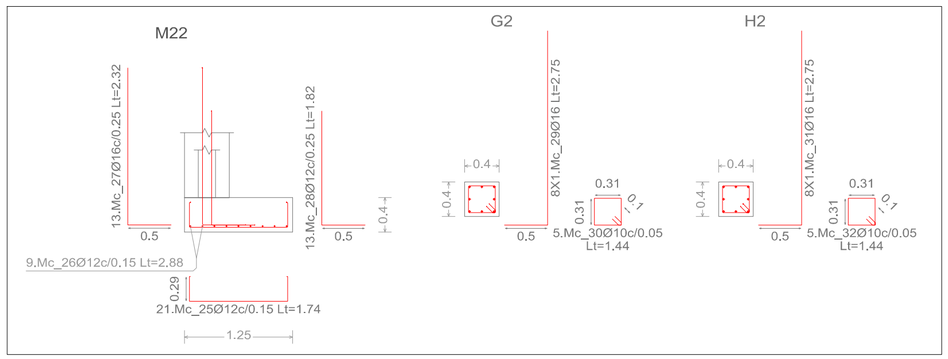
ARMADO DE CIMIENTOS

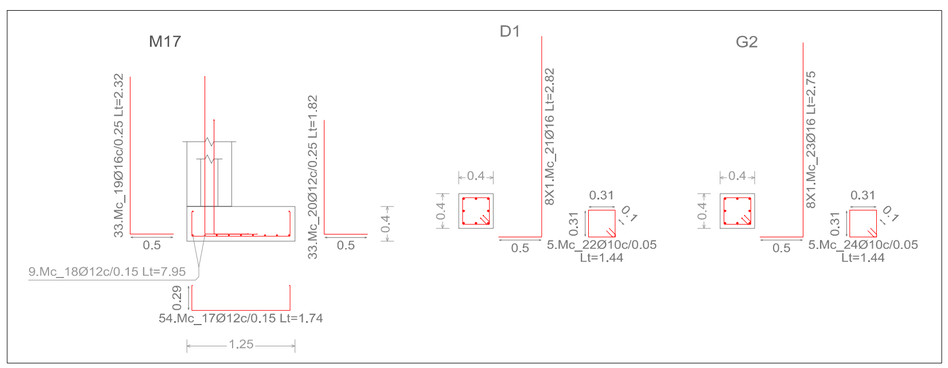
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

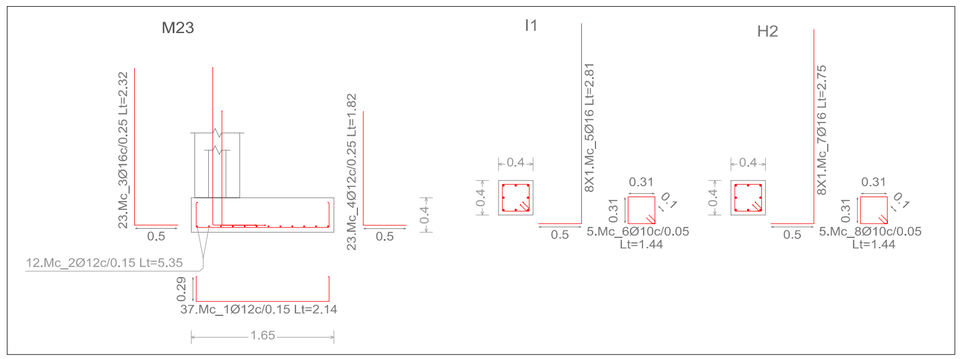
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	2 de 10











Resumen Acero Fundación Replanteo		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	1971.6	1336	
	Ø12	2783.4	2718	
	Ø14	299.9	399	
	Ø5/8"	59.8	103	
	Ø16	1635.3	2840	
	Ø18	233.5	513	
	Ø3/4"	54.8	135	
	Ø20	1611.8	4373	
	Ø22	47.7	157	
	Ø25	682.6	2893	15467

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M1	1	Ø12	36	0.01	2.12	0.01	2.14	77.04	68.4
	2	Ø12	12		5.27		5.27	63.24	56.1
	3	Ø16	22		1.82	0.5	2.32	51.04	80.6
	4	Ø12	22		1.32	0.5	1.82	40.04	35.5
	5	Ø25	12	0.5	3.27		3.77	45.24	174.3
	6	Ø10	5		1.64		1.64	8.2	5.1
	7	Ø16	8	0.5	2.31		2.81	22.48	35.5
	8	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	505.9
M16	9	Ø12	17	0.01	1.62	0.01	1.64	27.88	24.8
	10	Ø12	8		2.29		2.29	18.32	16.3
	11	Ø16	11		1.82	0.5	2.32	25.52	40.3
	12	Ø12	11		1.32	0.5	1.82	20.02	17.8
	13	Ø16	8	0.5	2.78		3.28	26.24	41.4
	14	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	15	Ø16	8	0.5	2.32		2.82	22.56	35.6
	16	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	203.5
M17	17	Ø12	54	0.01	1.72	0.01	1.74	93.96	83.4
	18	Ø12	9		7.95		7.95	71.55	63.5
	19	Ø16	33		1.82	0.5	2.32	76.56	120.9
	20	Ø12	33		1.32	0.5	1.82	60.06	53.3
	21	Ø16	8	0.5	2.32		2.82	22.56	35.6
	22	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	23	Ø16	8	0.5	2.25		2.75	22	34.7
	24	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	440.2
M22	25	Ø12	21	0.01	1.72	0.01	1.74	36.54	32.4
	26	Ø12	9		2.88		2.88	25.92	23.0
	27	Ø16	13		1.82	0.5	2.32	30.16	47.6
	28	Ø12	13		1.32	0.5	1.82	23.66	21.0
	29	Ø16	8	0.5	2.25		2.75	22	34.7
	30	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	31	Ø16	8	0.5	2.25		2.75	22	34.7
	32	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	222.4
M23	1	Ø12	37	0.01	2.12	0.01	2.14	79.18	70.3
	2	Ø12	12		5.35		5.35	64.2	57.0
	3	Ø16	23		1.82	0.5	2.32	53.36	84.2
	4	Ø12	23		1.32	0.5	1.82	41.86	37.2
	5	Ø16	8	0.5	2.31		2.81	22.48	35.5
	6	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	7	Ø16	8	0.5	2.25		2.75	22	34.7
	8	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	360.5
								Ø10:	99.1
								Ø12:	687.5
								Ø16:	750.1
								Ø25:	191.7
								Total:	1728.4

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

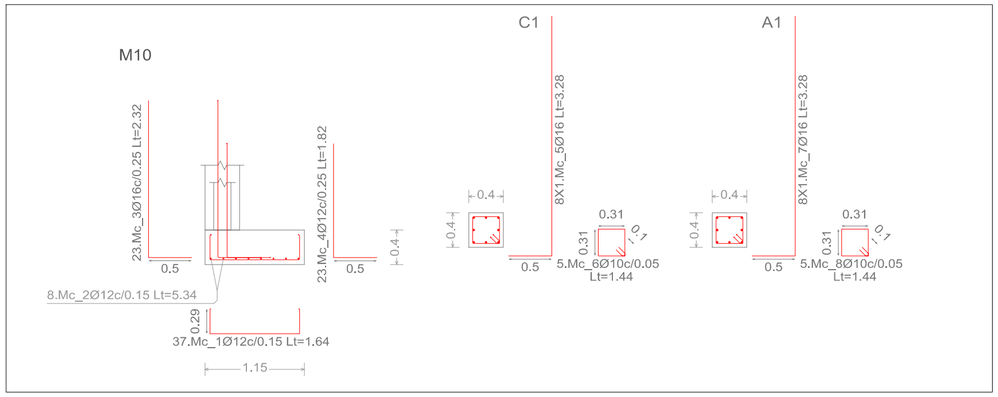
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

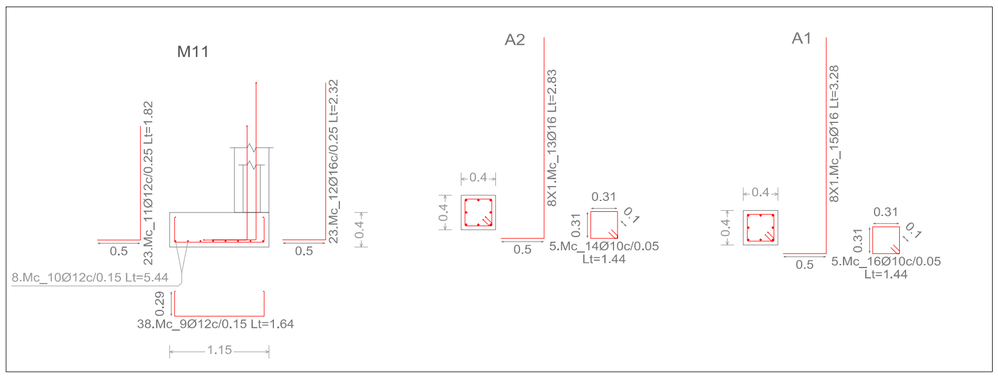
CONTENIDO:

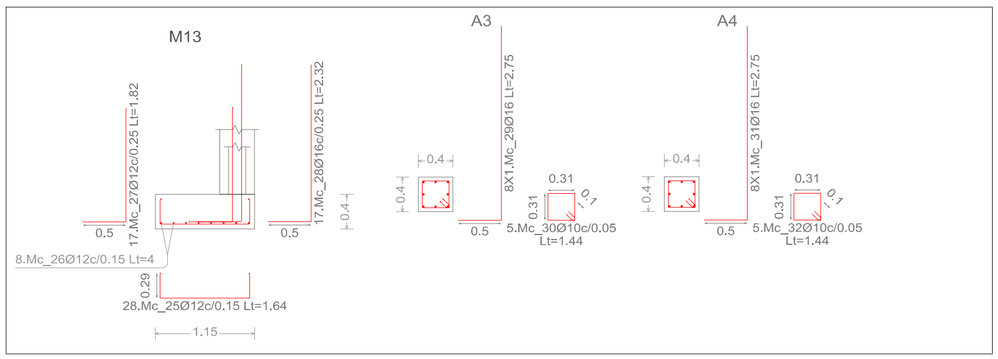
ARMADO DE CIMIENTOS

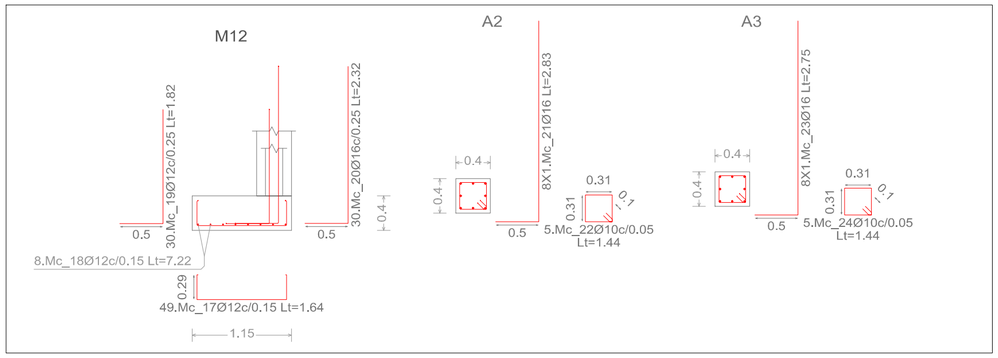
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	3 de 10

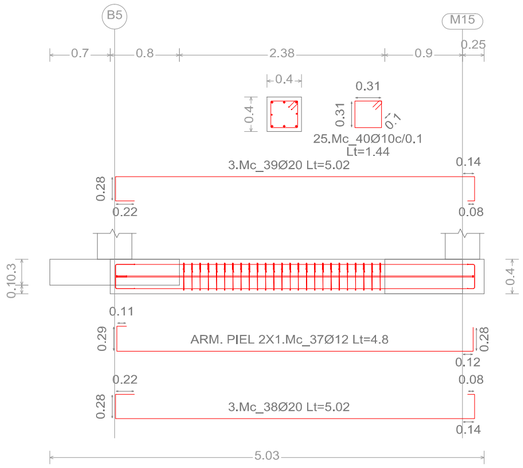




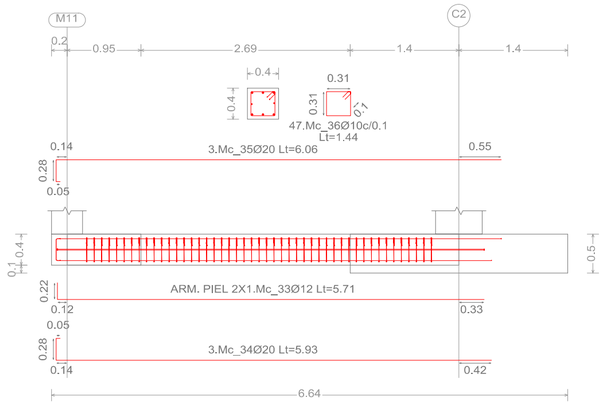




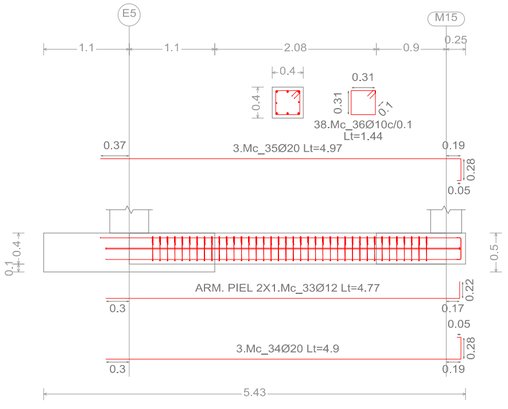
C 40x40 [B5 - B6]



C 40x40 [A2 - C2]



C 40x40 [E5 - E6]



Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M10	1	Ø12	37	0,01	1,62	0,01	1,64	60,68	53,9
	2	Ø12	8		5,34		5,34	42,72	37,9
	3	Ø16	23		1,82	0,5	2,32	53,36	84,2
	4	Ø12	23		1,32	0,5	1,82	41,86	37,2
	5	Ø16	8	0,5	2,78		3,28	26,24	41,4
	6	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	7	Ø16	8	0,5	2,78		3,28	26,24	41,4
	8	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	335,3
M11	9	Ø12	38	0,01	1,62	0,01	1,64	62,32	55,3
	10	Ø12	8		5,44		5,44	43,52	38,6
	11	Ø12	23		1,32	0,5	1,82	41,86	37,2
	12	Ø16	23		1,82	0,5	2,32	53,36	84,2
	13	Ø16	8	0,5	2,33		2,83	22,64	35,7
	14	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	15	Ø16	8	0,5	2,78		3,28	26,24	41,4
	16	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	331,3
M12	17	Ø12	49	0,01	1,62	0,01	1,64	80,36	71,3
	18	Ø12	8		7,22		7,22	57,76	51,3
	19	Ø12	30		1,32	0,5	1,82	54,6	48,5
	20	Ø16	30		1,82	0,5	2,32	69,6	109,9
	21	Ø16	8	0,5	2,33		2,83	22,64	35,7
	22	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	23	Ø16	8	0,5	2,25		2,75	22	34,7
	24	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	396,2
M13	25	Ø12	28	0,01	1,62	0,01	1,64	45,92	40,8
	26	Ø12	8		4		4	32	28,4
	27	Ø12	17		1,32	0,5	1,82	30,94	27,5
	28	Ø16	17		1,82	0,5	2,32	39,44	62,3
	29	Ø16	8	0,5	2,25		2,75	22	34,7
	30	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	31	Ø16	8	0,5	2,25		2,75	22	34,7
	32	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	260,9
C 40x40 [E5 - E6]	33	Ø12	2		4,77		4,77	9,54	8,5
	34	Ø20	3		4,85	0,05	4,9	14,7	36,3
	35	Ø20	3		4,92	0,05	4,97	14,91	36,8
	36	Ø10	38		1,44		1,44	54,72	33,7
								Total+10%:	126,8
C 40x40 [B5 - B6]	37	Ø12	2		4,8		4,8	9,6	8,5
	38	Ø20	3	0,22	4,72	0,08	5,02	15,06	37,1
	39	Ø20	3	0,22	4,72	0,08	5,02	15,06	37,1
	40	Ø10	25		1,44		1,44	36	22,2
								Total+10%:	115,4
C 40x40 [A2 - C2]	33	Ø12	2		5,71		5,71	11,42	10,1
	34	Ø20	3	0,05	5,88		5,93	17,79	43,9
	35	Ø20	3	0,05	6,01		6,06	18,18	44,8
	36	Ø10	47		1,44		1,44	67,68	41,7
								Total+10%:	154,6
								Ø10:	141,9
								Ø12:	609,6
								Ø16:	704,2
								Ø20:	250,7
								Total:	1706,4

Resumen Acero Fundación Replanteo		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	1971.6	1336	
	Ø12	2783.4	2718	
	Ø14	299.9	399	
	Ø5/8"	59.8	103	
	Ø16	1635.3	2840	
	Ø18	233.5	513	
	Ø3/4"	54.8	135	
	Ø20	1611.8	4373	
	Ø22	47.7	157	
	Ø25	682.6	2893	15467

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

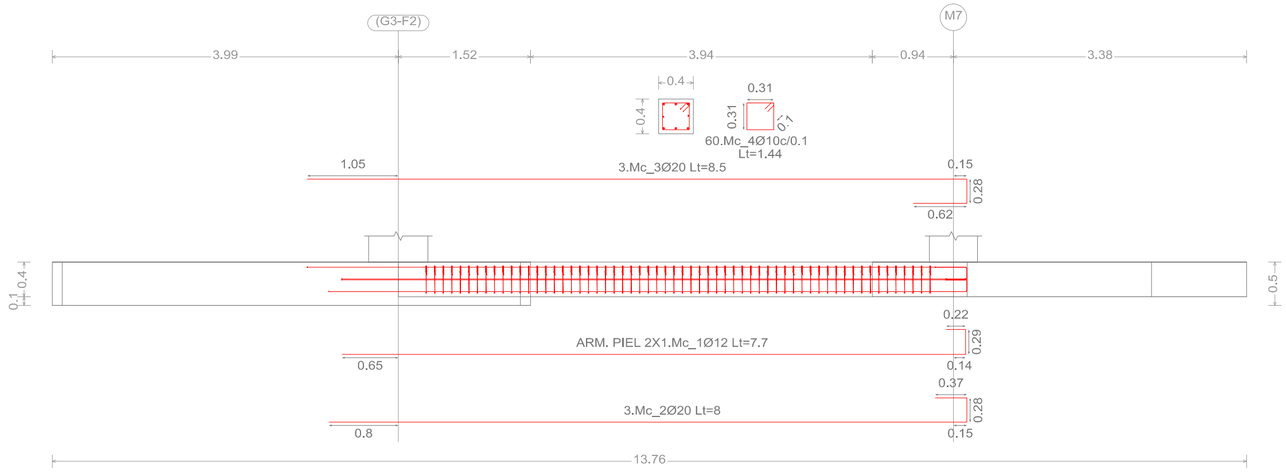
CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	4 de 10

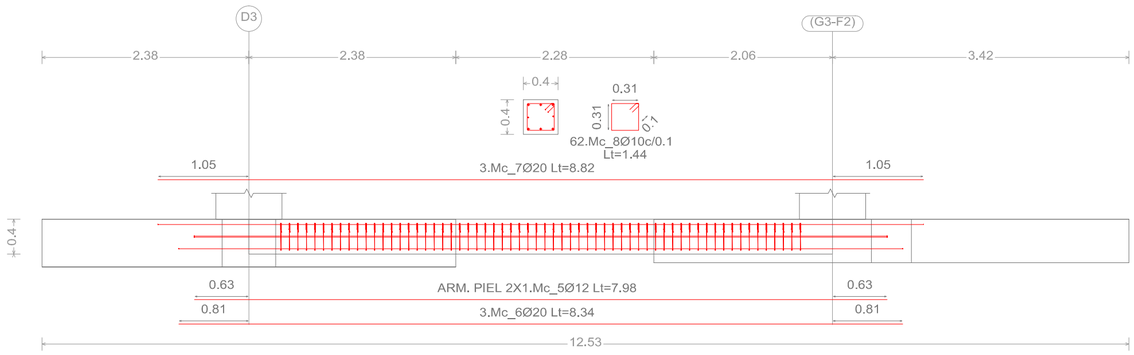
C 40x40 [(G3-F2) - I2]



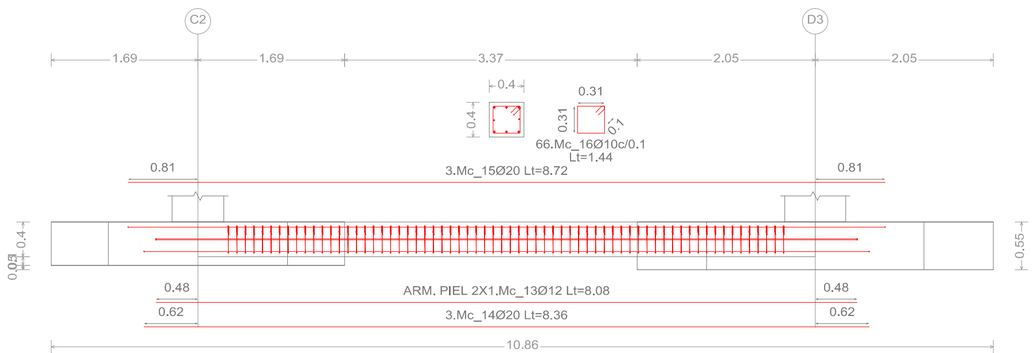
Resumen Acero Fundación Replanteo		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	1971.6	1336	
	Ø12	2783.4	2718	
	Ø14	299.9	399	
	Ø5/8"	59.8	103	
	Ø16	1635.3	2840	
	Ø18	233.5	513	
	Ø3/4"	54.8	135	
	Ø20	1611.8	4373	
	Ø22	47.7	157	
	Ø25	682.6	2893	15467

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
C 40x40 [(G3-F2) - I2]	1	Ø12	2		7.7		7.7	15.4	13.7
	2	Ø20	3		7.63	0.37	8	24	59.2
	3	Ø20	3		7.88	0.62	8.5	25.5	62.9
	4	Ø10	60		1.44		1.44	86.4	53.2
								Total+10%:	207.9
C 40x40 [D3 - (G3-F2)]	5	Ø12	2		7.98		7.98	15.96	14.2
	6	Ø20	3		8.34		8.34	25.02	61.7
	7	Ø20	3		8.82		8.82	26.46	65.3
	8	Ø10	62		1.44		1.44	89.28	55.0
								Total+10%:	215.8
C 40x40 [(M18-M19-M20-M21) - D6]	9	Ø12	2		4.38		4.38	8.76	7.8
	10	Ø20	3		4.5	0.08	4.58	13.74	33.9
	11	Ø20	3		4.7	0.08	4.78	14.34	35.4
	12	Ø10	25		1.44		1.44	36	22.2
								Total+10%:	109.2
C 40x40 [C2 - D3]	13	Ø12	2		8.08		8.08	16.16	14.3
	14	Ø20	3		8.36		8.36	25.08	61.9
	15	Ø20	3		8.72		8.72	26.16	64.5
	16	Ø10	66		1.44		1.44	95.04	58.6
								Total+10%:	219.2
C 40x40 [A5 - B5]	17	Ø12	2		4.09		4.09	8.18	7.3
	18	Ø20	3	0.08	3.91	0.32	4.31	12.93	31.9
	19	Ø20	3	0.08	3.91	0.32	4.31	12.93	31.9
	20	Ø10	13		1.44		1.44	18.72	11.5
								Total+10%:	90.9
								Ø10:	220.5
								Ø12:	63.0
								Ø20:	559.5
								Total:	843.0

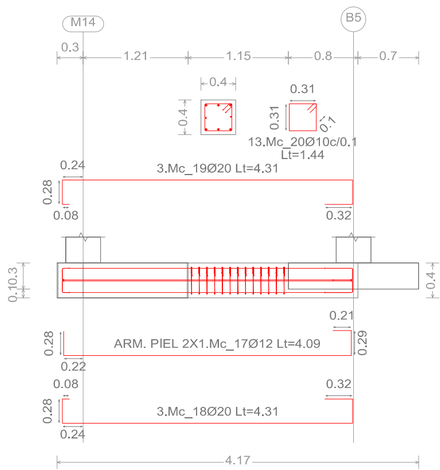
C 40x40 [D3 - (G3-F2)]



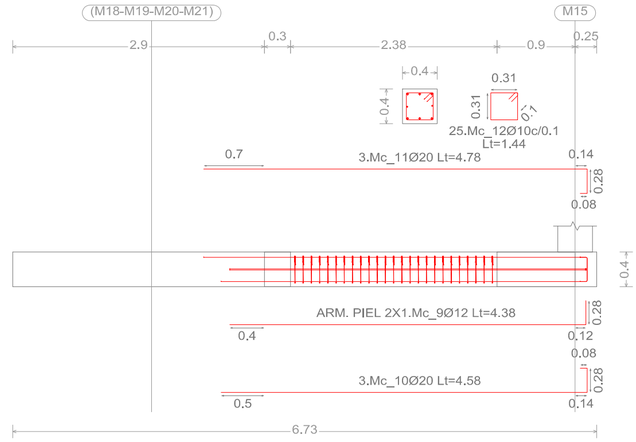
C 40x40 [C2 - D3]



C 40x40 [A5 - B5]



C 40x40 [(M18-M19-M20-M21) - D6]



mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

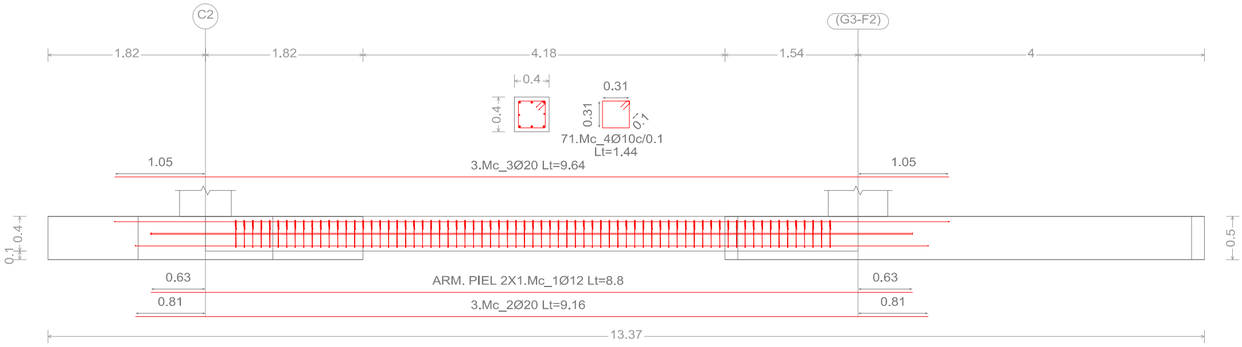
CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	5 de 10

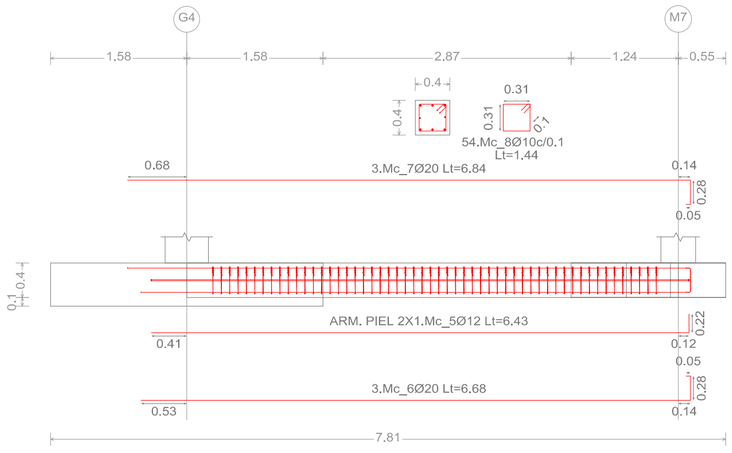
C 40x40 [C2 - (G3-F2)]



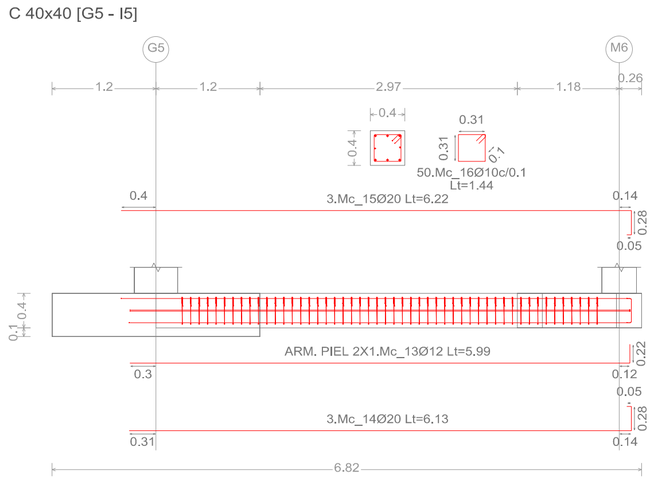
Resumen Acero Fundación Replanteo		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	1971.6	1336	
	Ø12	2783.4	2718	
	Ø14	299.9	399	
	Ø5/8"	59.8	103	
	Ø16	1635.3	2840	
	Ø18	233.5	513	
	Ø3/4"	54.8	135	
	Ø20	1611.8	4373	
	Ø22	47.7	157	
	Ø25	682.6	2893	15467

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
C 40x40 [C2 - (G3-F2)]	1	Ø12	2		8,8		8,8	17,6	15,6
	2	Ø20	3		9,16		9,16	27,48	67,8
	3	Ø20	3		9,64		9,64	28,92	71,3
	4	Ø10	71		1,44		1,44	102,24	63,0
								Total+10%:	239,5
C 40x40 [G4 - I4]	5	Ø12	2		6,43		6,43	12,86	11,4
	6	Ø20	3		6,63	0,05	6,68	20,04	49,4
	7	Ø20	3		6,79	0,05	6,84	20,52	50,6
	8	Ø10	54		1,44		1,44	77,76	47,9
								Total+10%:	175,2
C 40x40 [(G3-F2) - G4]	9	Ø12	2		8,25		8,25	16,5	14,6
	10	Ø20	3		8,61		8,61	25,83	63,7
	11	Ø20	3		9,09		9,09	27,27	67,3
	12	Ø10	66		1,44		1,44	95,04	58,6
								Total+10%:	224,6
C 40x40 [G5 - I5]	13	Ø12	2		5,99		5,99	11,98	10,6
	14	Ø20	3		6,08	0,05	6,13	18,39	45,4
	15	Ø20	3		6,17	0,05	6,22	18,66	46,0
	16	Ø10	50		1,44		1,44	72	44,4
								Total+10%:	161,0
C 40x40 [G5 - G6]	17	Ø12	2		4,77		4,77	9,54	8,5
	18	Ø20	3		4,86	0,05	4,91	14,73	36,3
	19	Ø20	3		4,95	0,05	5	15	37,0
	20	Ø10	38		1,44		1,44	54,72	33,7
								Total+10%:	127,1
C 40x40 [G4 - G5]	21	Ø12	2		6,17		6,17	12,34	11,0
	22	Ø20	3		6,41		6,41	19,23	47,4
	23	Ø20	3		6,72		6,72	20,16	49,7
	24	Ø10	50		1,44		1,44	72	44,4
								Total+10%:	167,8
								Ø10:	321,2
								Ø12:	79,0
								Ø20:	695,0
								Total:	1095,2

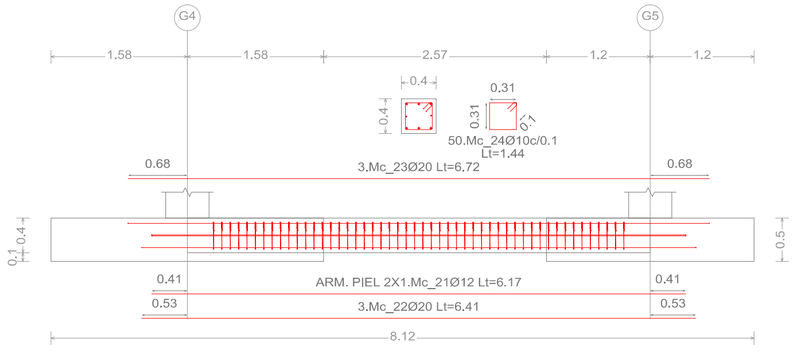
C 40x40 [G4 - I4]



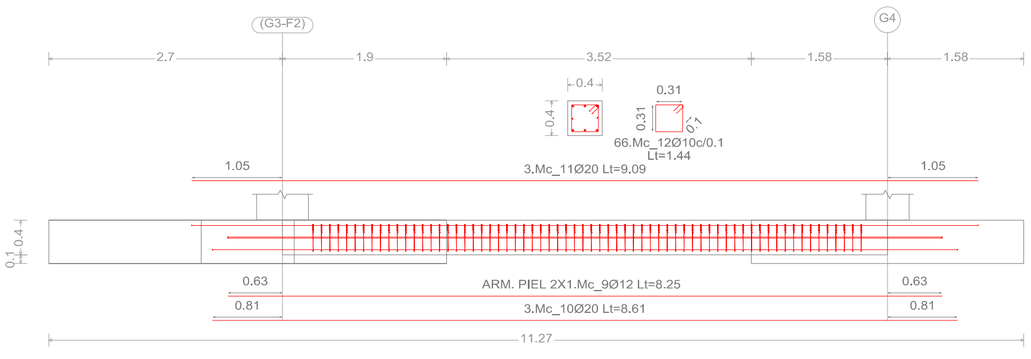
C 40x40 [G5 - I5]



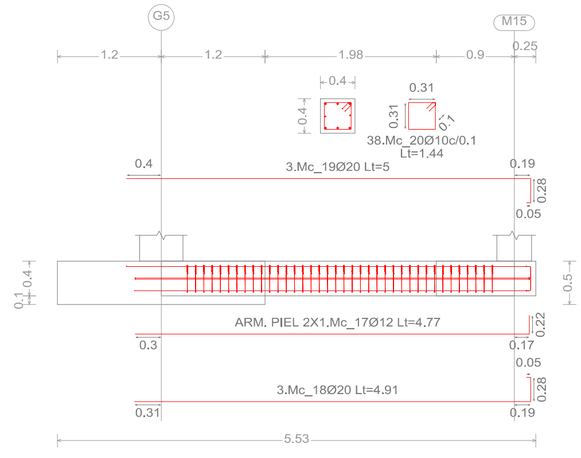
C 40x40 [G4 - G5]



C 40x40 [(G3-F2) - G4]



C 40x40 [G5 - G6]



mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

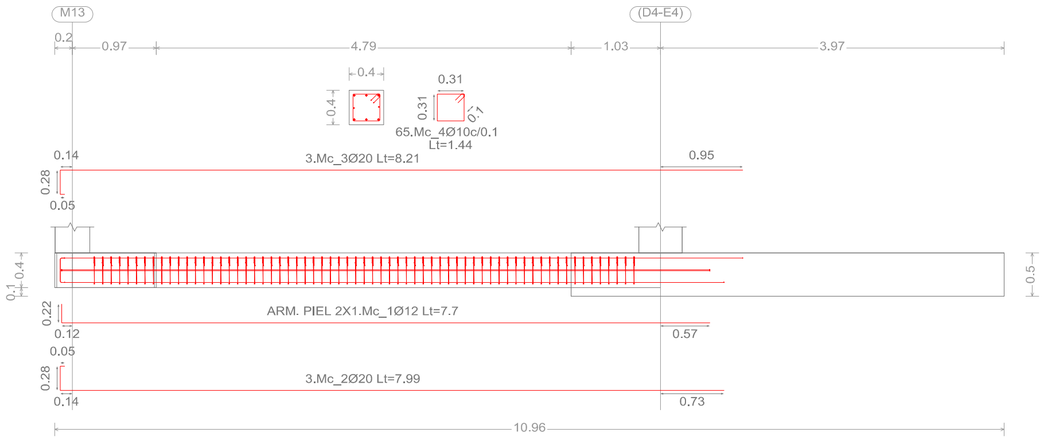
CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

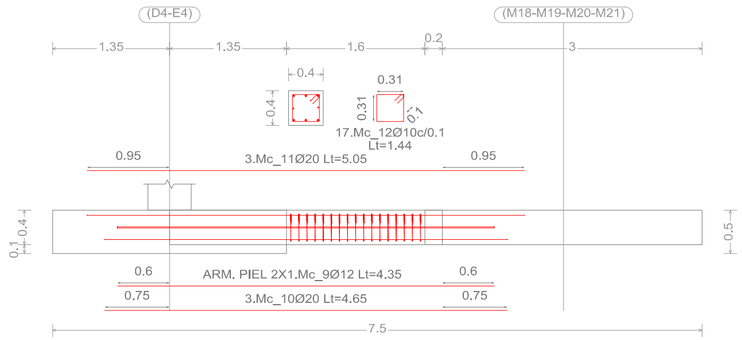
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	6 de 10

C 40x40 [A4 - (D4-E4)]



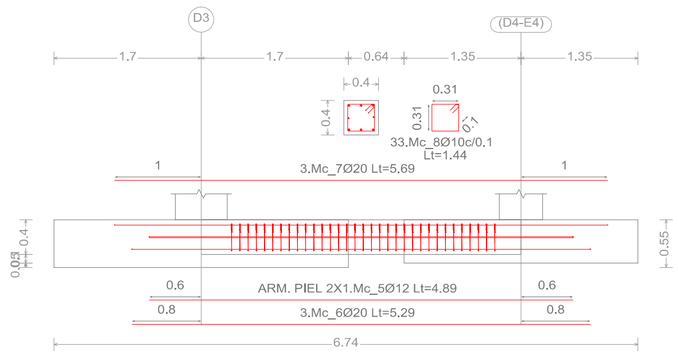
C 40x40 [(D4-E4) - (M18-M19-M20-M21)]



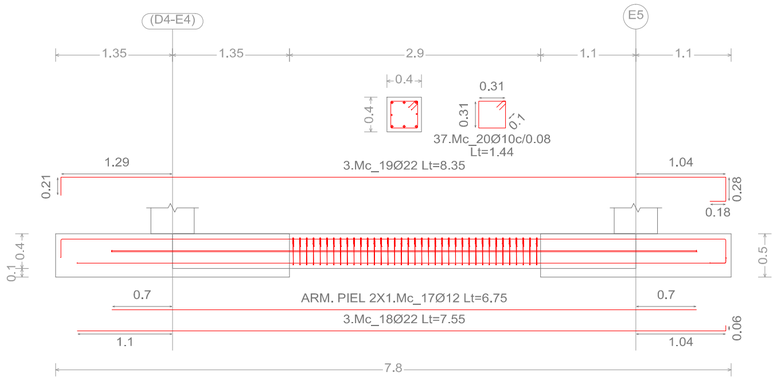
Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
C 40x40 [A4 - (D4-E4)]	1	Ø12	2		7.7		7.7	15.4	13.7
	2	Ø20	3	0.05	7.94		7.99	23.97	59.1
	3	Ø20	3	0.05	8.16		8.21	24.63	60.7
	4	Ø10	65		1.44		1.44	93.6	57.7
								Total+10%:	210.3
C 40x40 [D3 - (D4-E4)]	5	Ø12	2		4.89		4.89	9.78	8.7
	6	Ø20	3		5.29		5.29	15.87	39.1
	7	Ø20	3		5.69		5.69	17.07	42.1
	8	Ø10	33		1.44		1.44	47.52	29.3
								Total+10%:	131.1
C 40x40 [(D4-E4) - (M18-M19 -M20-M21)]	9	Ø12	2		4.35		4.35	8.7	7.7
	10	Ø20	3		4.65		4.65	13.95	34.4
	11	Ø20	3		5.05		5.05	15.15	37.4
	12	Ø10	17		1.44		1.44	24.48	15.1
								Total+10%:	104.1
C 40x40 [(D4-E4) - G4]	13	Ø12	2		5.86		5.86	11.72	10.4
	14	Ø20	3		6.19		6.19	18.57	45.8
	15	Ø20	3		6.62		6.62	19.86	49.0
	16	Ø10	44		1.44		1.44	63.36	39.0
								Total+10%:	158.6
V [(D4-E4) - E5]	17	Ø12	2		6.75		6.75	13.5	12.0
	18	Ø22	3		7.49	0.06	7.55	22.65	67.6
	19	Ø22	3	0.21	7.96	0.18	8.35	25.05	74.7
	20	Ø10	37		1.44		1.44	53.28	32.8
								Total+10%:	205.8
								Ø10:	191.2
								Ø12:	57.8
								Ø20:	404.4
								Ø22:	156.5
								Total:	809.9

Resumen Acero Fundación Replanteo		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	1971.6	1336	
	Ø12	2783.4	2718	
	Ø14	299.9	399	
	Ø5/8"	59.8	103	
	Ø16	1635.3	2840	
	Ø18	233.5	513	
	Ø3/4"	54.8	135	
	Ø20	1611.8	4373	
	Ø22	47.7	157	
	Ø25	682.6	2893	15467

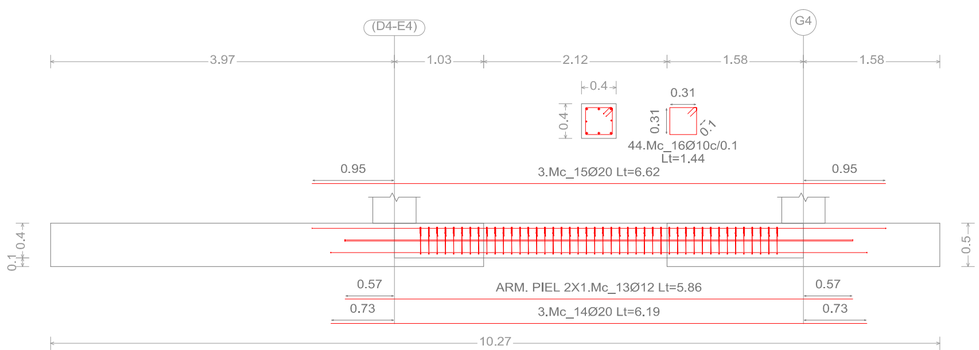
C 40x40 [D3 - (D4-E4)]



V [(D4-E4) - E5]



C 40x40 [(D4-E4) - G4]



mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

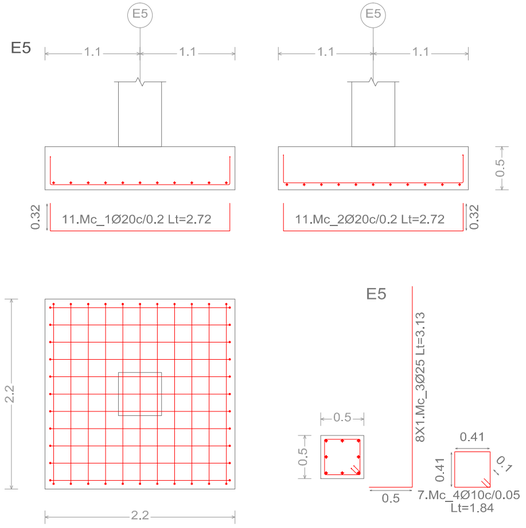
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

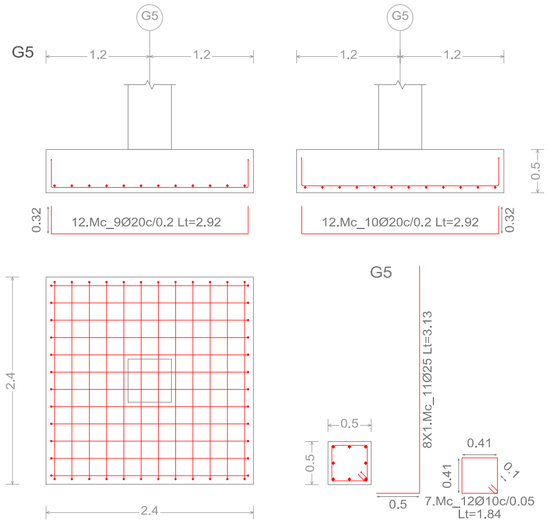
CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

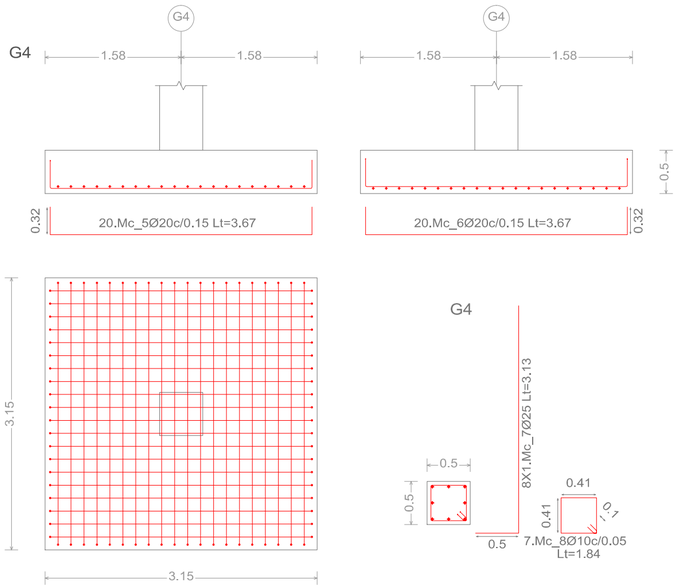
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	7 de 10



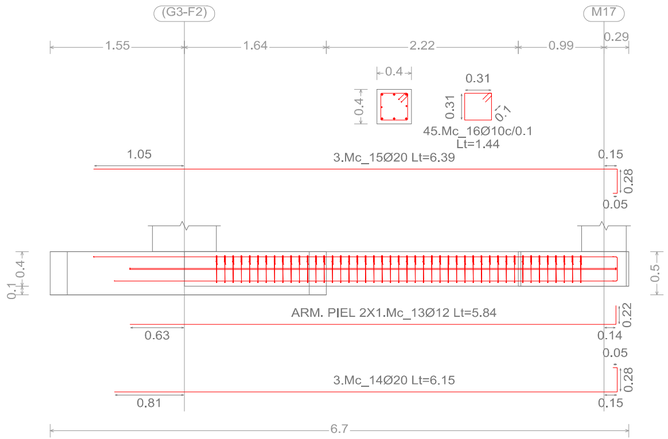


Resumen Acero Fundación Replanteo		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	1971.6	1336	
	Ø12	2783.4	2718	
	Ø14	299.9	399	
	Ø5/8"	59.8	103	
	Ø16	1635.3	2840	
	Ø18	233.5	513	
	Ø3/4"	54.8	135	
	Ø20	1611.8	4373	
	Ø22	47.7	157	
	Ø25	682.6	2893	15467

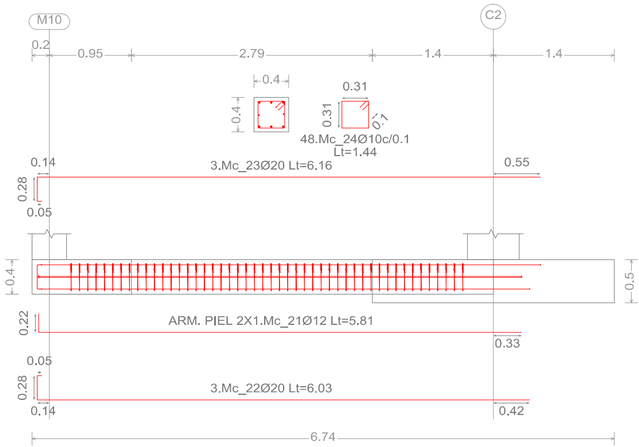
Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
E5	1	Ø20	11	0.32	2.08	0.32	2.72	29.92	73.8
	2	Ø20	11	0.32	2.08	0.32	2.72	29.92	73.8
	3	Ø25	8	0.5	2.63		3.13	25.04	96.5
	4	Ø10	7		1.84		1.84	12.88	7.9
								Total+10%:	277.2
G4	5	Ø20	20	0.32	3.03	0.32	3.67	73.4	181.0
	6	Ø20	20	0.32	3.03	0.32	3.67	73.4	181.0
	7	Ø25	8	0.5	2.63		3.13	25.04	96.5
	8	Ø10	7		1.84		1.84	12.88	7.9
								Total+10%:	513.0
G5	9	Ø20	12	0.32	2.28	0.32	2.92	35.04	86.4
	10	Ø20	12	0.32	2.28	0.32	2.92	35.04	86.4
	11	Ø25	8	0.5	2.63		3.13	25.04	96.5
	12	Ø10	7		1.84		1.84	12.88	7.9
								Total+10%:	304.9
C 40x40 [(G3-F2) - G2]	13	Ø12	2		5.84		5.84	11.68	10.4
	14	Ø20	3		6.1	0.05	6.15	18.45	45.5
	15	Ø20	3		6.34	0.05	6.39	19.17	47.3
	16	Ø10	45		1.44		1.44	64.8	39.9
								Total+10%:	157.4
C 40x40 [(G3-F2) - H2]	17	Ø12	2		5.75		5.75	11.5	10.2
	18	Ø20	3		6.01	0.05	6.06	18.18	44.8
	19	Ø20	3		6.25	0.05	6.3	18.9	46.6
	20	Ø10	44		1.44		1.44	63.36	39.0
								Total+10%:	154.7
C 40x40 [C1 - C2]	21	Ø12	2		5.81		5.81	11.62	10.3
	22	Ø20	3	0.05	5.98		6.03	18.09	44.6
	23	Ø20	3	0.05	6.11		6.16	18.48	45.6
	24	Ø10	48		1.44		1.44	69.12	42.6
								Total+10%:	157.4
								Ø10:	159.6
								Ø12:	33.9
								Ø20:	1052.7
								Ø25:	318.4
								Total:	1564.6



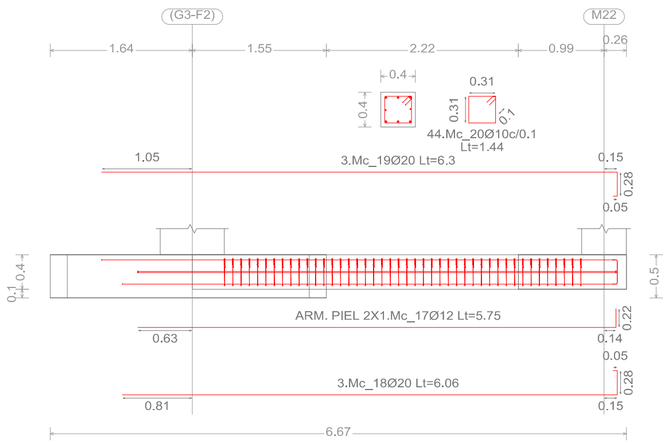
C 40x40 [(G3-F2) - G2]



C 40x40 [C1 - C2]



C 40x40 [(G3-F2) - H2]



mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

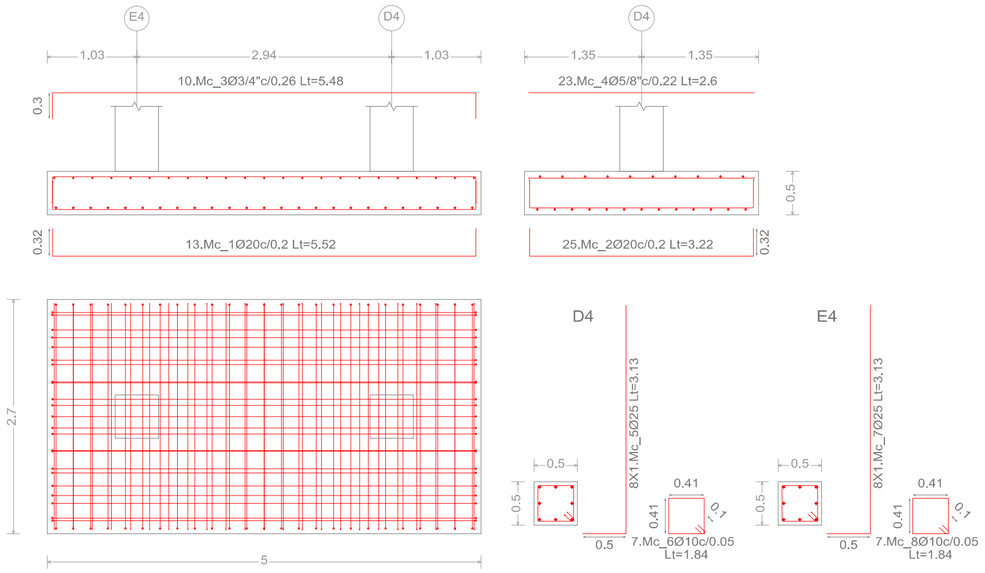
CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

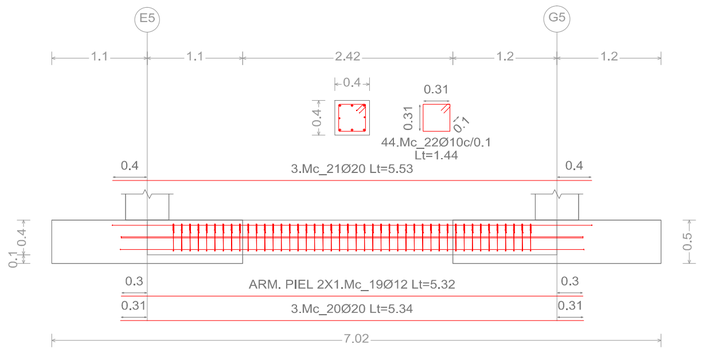
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	8 de 10

(D4-E4)

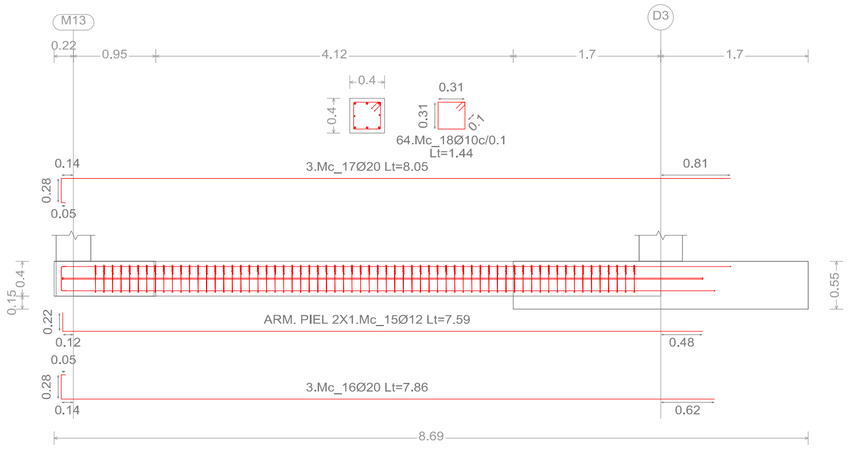


C 40x40 [E5 - G5]



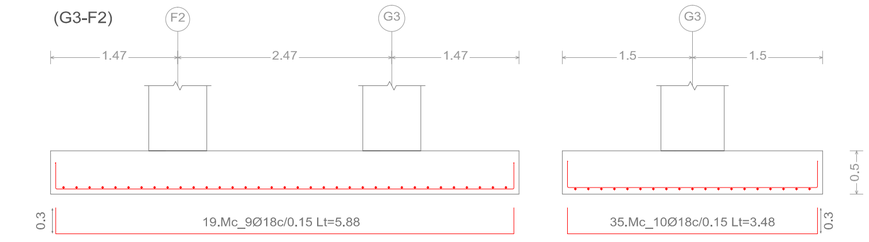
Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
(D4-E4)	1	Ø20	13	0.32	4.88	0.32	5.52	71.76	177.0
	2	Ø20	25	0.32	2.58	0.32	3.22	80.5	198.6
	3	Ø3/4"	10	0.3	4.88	0.3	5.48	54.8	122.6
	4	Ø5/8"	23		2.6		2.6	59.8	93.4
	5	Ø25	8	0.5	2.63		3.13	25.04	96.5
	6	Ø10	7		1.84		1.84	12.88	7.9
	7	Ø25	8	0.5	2.63		3.13	25.04	96.5
	8	Ø10	7		1.84		1.84	12.88	7.9
								Total+10%:	880.4
(G3-F2)	9	Ø18	19	0.3	5.28	0.3	5.88	111.72	223.2
	10	Ø18	35	0.3	2.88	0.3	3.48	121.8	243.3
	11	Ø25	16	0.5	2.64		3.14	50.24	193.6
	12	Ø10	7		2.04		2.04	14.28	8.8
	13	Ø25	16	0.5	2.64		3.14	50.24	193.6
	14	Ø10	7		2.04		2.04	14.28	8.8
								Total+10%:	958.4
C 40x40 [A3 - D3]	15	Ø12	2		7.59		7.59	15.18	13.5
	16	Ø20	3	0.05	7.81		7.86	23.58	58.2
	17	Ø20	3	0.05	8		8.05	24.15	59.6
	18	Ø10	64		1.44		1.44	92.16	56.8
								Total+10%:	206.9
C 40x40 [E5 - G5]	19	Ø12	2		5.32		5.32	10.64	9.4
	20	Ø20	3		5.34		5.34	16.02	39.5
	21	Ø20	3		5.53		5.53	16.59	40.9
	22	Ø10	44		1.44		1.44	63.36	39.0
								Total+10%:	141.7
								Ø10:	142.0
								Ø12:	25.2
								Ø5/8":	102.8
								Ø18:	513.2
								Ø3/4":	134.8
								Ø20:	631.2
								Ø25:	638.2
								Total:	2187.4

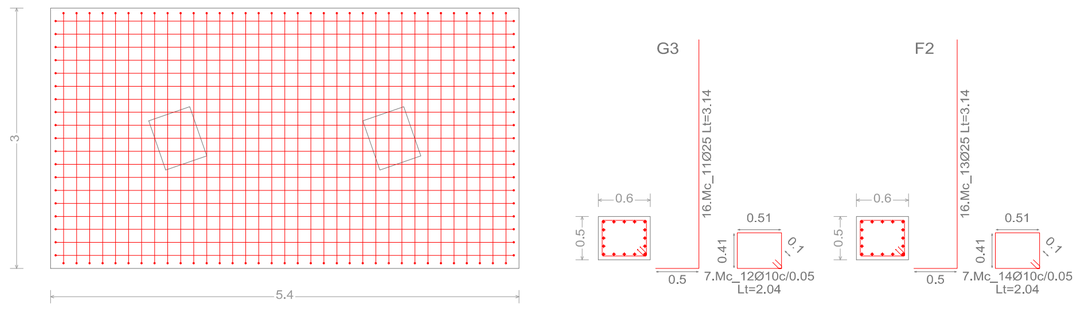
C 40x40 [A3 - D3]



Resumen Acero Fundación Replanteo		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	1971.6	1336	
	Ø12	2783.4	2718	
	Ø14	299.9	399	
	Ø5/8"	59.8	103	
	Ø16	1635.3	2840	
	Ø18	233.5	513	
	Ø3/4"	54.8	135	
	Ø20	1611.8	4373	
	Ø22	47.7	157	
	Ø25	682.6	2893	15467

(G3-F2)





mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

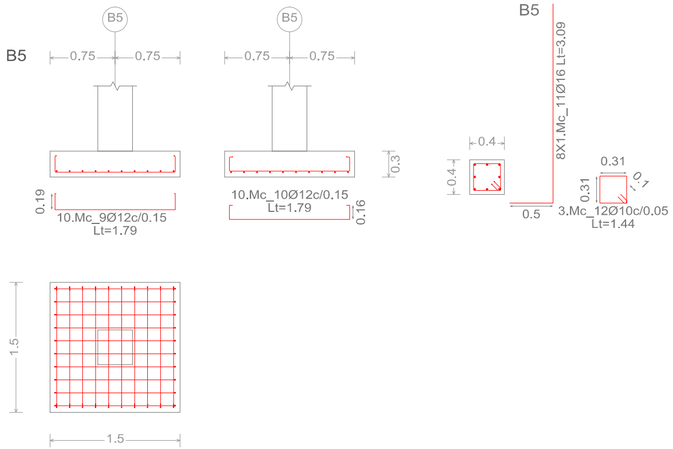
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

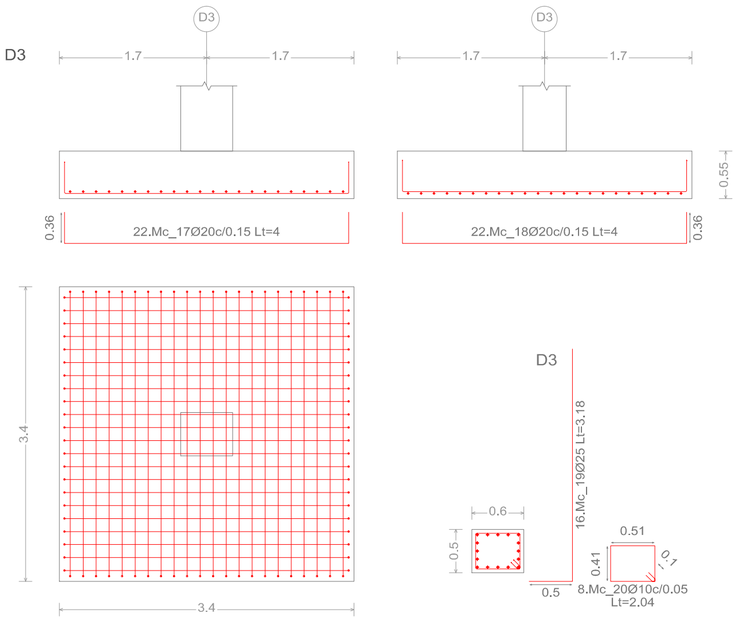
CONTENIDO:

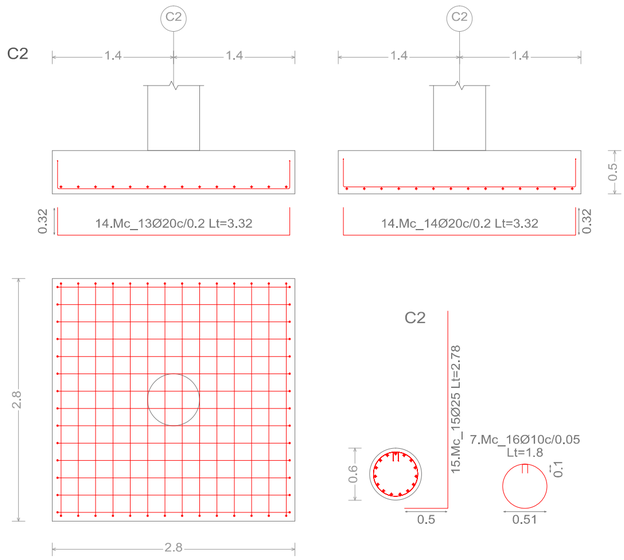
ARMADO DE CIMIENTOS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

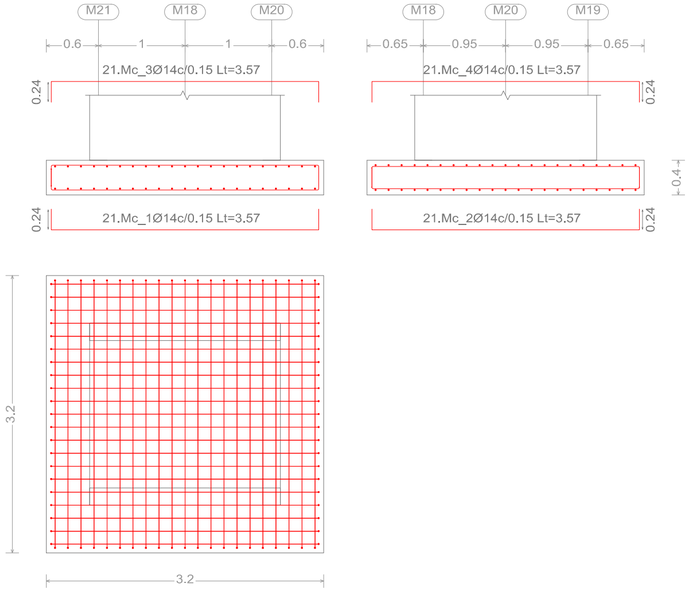
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	9 de 10

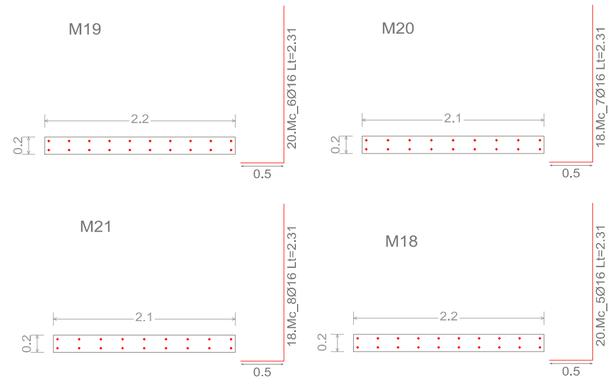






(M18-M19-M20-M21)

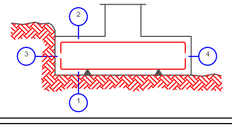




Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
B5	9	Ø12	10	0,01	1,77	0,01	1,79	17,9	15,9
	10	Ø12	10	0,04	1,71	0,04	1,79	17,9	15,9
	11	Ø16	8	0,5	2,59		3,09	24,72	39,0
	12	Ø10	3		1,44		1,44	4,32	2,7
								Total+10%:	80,9
C2	13	Ø20	14	0,32	2,68	0,32	3,32	46,48	114,6
	14	Ø20	14	0,32	2,68	0,32	3,32	46,48	114,6
	15	Ø25	15	0,5	2,28		2,78	41,7	160,7
	16	Ø10	7		1,8		1,8	12,6	7,8
								Total+10%:	437,5
D3	17	Ø20	22	0,36	3,28	0,36	4	88	217,0
	18	Ø20	22	0,36	3,28	0,36	4	88	217,0
	19	Ø25	16	0,5	2,68		3,18	50,88	196,1
	20	Ø10	8		2,04		2,04	16,32	10,1
								Total+10%:	704,2
								Ø10:	32,4
								Ø12:	216,0
								Ø16:	212,7
								Ø20:	729,5
								Ø25:	392,5
								Total:	1583,1

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
(M18-M19-M20-M21)	1	Ø14	21	0,24	3,09	0,24	3,57	74,97	90,6
	2	Ø14	21	0,24	3,09	0,24	3,57	74,97	90,6
	3	Ø14	21	0,24	3,09	0,24	3,57	74,97	90,6
	4	Ø14	21	0,24	3,09	0,24	3,57	74,97	90,6
	5	Ø16	20	0,5	1,81		2,31	46,2	72,9
	6	Ø16	20	0,5	1,81		2,31	46,2	72,9
	7	Ø16	18	0,5	1,81		2,31	41,58	65,6
	8	Ø16	18	0,5	1,81		2,31	41,58	65,6
								Total+10%:	703,3
								Ø14:	398,6
								Ø16:	304,7
								Total:	703,3

Recubrimientos nominales



1a.- Recubrimiento inferior contacto terreno > 5 cm.
1b.- Recubrimiento con hormigón de limpieza 10 cm.
2.- Recubrimiento superior libre >5 cm.
3.- Recubrimiento lateral contacto terreno > 5 cm.
4.- Recubrimiento lateral libre 5 cm.

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

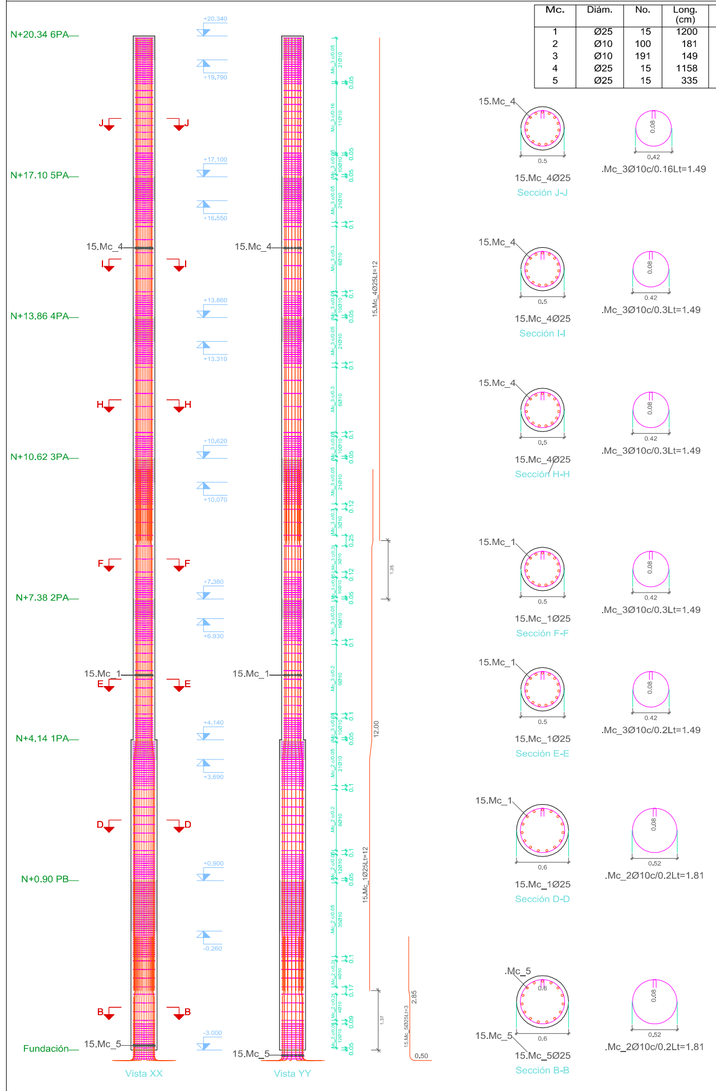
ARMADO DE CIMIENTOS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	10 de 10

C2

Mc.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	Ø25	15	1200	18000
2	Ø10	100	181	18100
3	Ø10	191	149	28459
4	Ø25	15	1158	17370
5	Ø25	15	335	5025

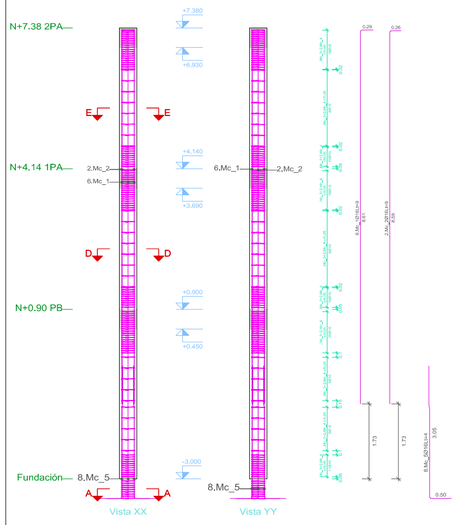


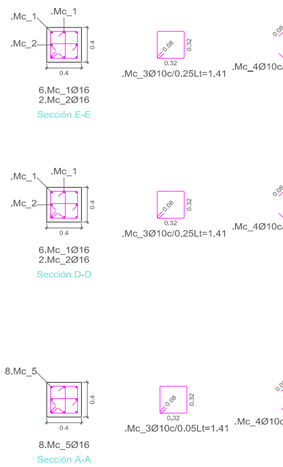
Escala vertical 1:100
Escala horizontal 1:50

Planta	Dimensión (cm)	Hormigón Tipo: f'c=240 Volumen (m3)	Hormigón Tipo: f'c=240 Encofrado (m2)	Armaduras fy 4200 kg/cm2 Longitudinal (kg)	Armaduras fy 4200 kg/cm2 Estribos (kg)	Armaduras fy 4200 kg/cm2 Total +10 % (kg)
N+20.34 6PA	Diámetro:50	0.64	5.09	-	38.6	42.5
N+17.10 5PA		0.64	5.09	-	34.0	37.4
N+13.86 4PA		0.64	5.09	-	34.0	37.4
N+10.62 3PA		0.64	5.09	669.4	34.0	773.7
N+7.38 2PA		0.64	5.09	-	34.9	38.4
N+4.14 1PA	Diámetro:60	0.92	6.11	-	45.7	50.3
N+0.90 PB		1.10	7.35	693.6	61.3	830.4
Total		5.22	38.91	1363.0	282.5	1810.1

D6=E6=F6=G6

Mc.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 4 (cm)
1	Ø16	6	890	5340	21360
2	Ø16	2	885	1770	7080
3	Ø10	124	141	17484	69936
4	Ø10	248	50	12400	49600
5	Ø16	8	355	2840	11360





Escala vertical 1:100
Escala horizontal 1:50

Planta	Dimensión (cm)	Hormigón Tipo: f'c=240 Volumen (m3)	Hormigón Tipo: f'c=240 Encofrado (m2)	Armaduras fy 4200 kg/cm2 Longitudinal (kg)	Armaduras fy 4200 kg/cm2 Estribos (kg)	Armaduras fy 4200 kg/cm2 Total +10 % (kg)
N+7.38 2PA	40x40	0.52	5.18	-	54.9	60.4
N+4.14 1PA		0.52	5.18	-	54.9	60.4
N+0.90 PB		0.62	6.24	112.2	60.9	190.4
Total (x4)		6.64	35.32	448.8	682.8	1244.8

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
C2	1	Ø25	15	5.32 0.45 4.43 0.16	12	180	693.6
	2	Ø10	100	0.52 / 0.08	1.81	181	111.5
	3	Ø10	191	0.42 / 0.08	1.49	284.59	175.4
	4	Ø25	15	11.58	11.58	173.7	669.4
	5	Ø25	15	0.5 1.45 0.16 1.24	3.35	50.25	193.6
					Total+10%:	2027.9	
D6=E6=F6=G6	1	Ø16	6	8.61 / 0.29 / 0.26	8.9	53.4	84.3
	2	Ø16	2	8.59	8.85	17.7	27.9
	3	Ø10	124	0.32 / 0.08 / 0.32	1.41	174.84	107.7
	4	Ø10	248	0.08 / 0.32	0.5	124	76.4
	5	Ø16	8	0.5 2.08 0.1 0.87	3.55	28.4	44.8
					Total+10%: (x4):	375.2 1500.8	
					Ø10:	1230.77	
					Ø16:	690.80	
					Ø25:	2283.06	
					Total:	4204.63	

Pilares que nacen en N+0.90 PB y mueren en N+24.98 CUB ASC
Hor.: f'c=240 kg/cm2
Acero en barras: fy 4200 kg/cm2
Acero en estribos: fy 4200 kg/cm2

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

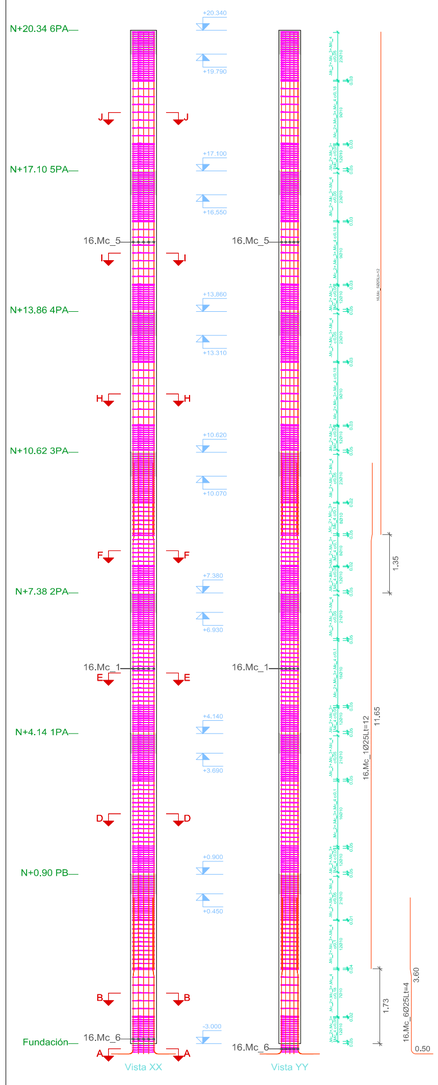
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO: ARMADO DE COLUMNAS

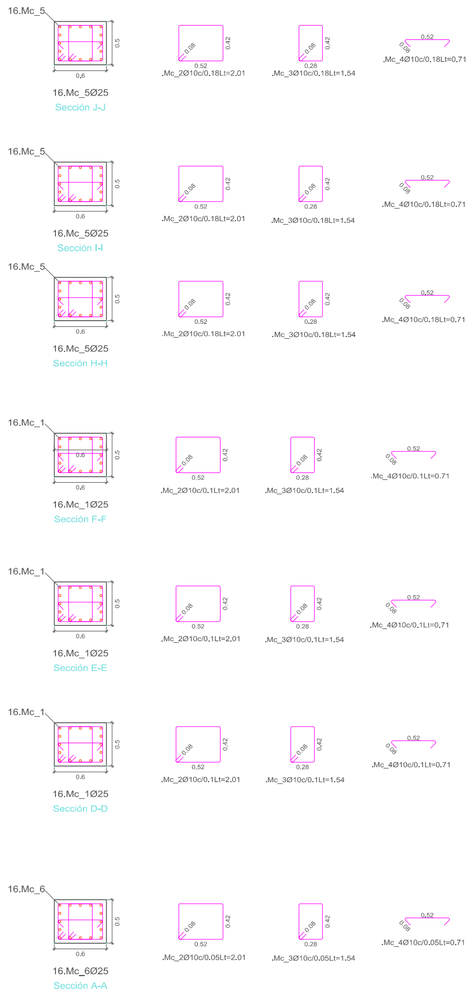
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 3

F2=G3=D3



Mc.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x3 (cm)
1	Ø25	16	1125	18000	54000
2	Ø10	312	201	62712	188136
3	Ø10	312	61	19032	57096
4	Ø10	312	71	22152	66456
5	Ø25	16	1158	18528	55584
6	Ø25	16	375	6000	18000



Escala vertical 1:100

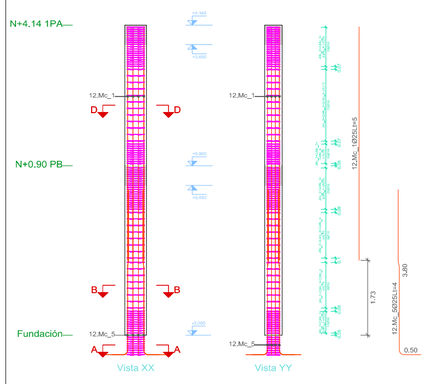
Escala horizontal 1:50

Planta	Dimensión (cm)	Hormigón		Armaduras fy 4200 kg/cm2		
		Tipo: f'c=240		Longitudinal (kg)	Estribos (kg)	Total +10 % (kg)
		Volumen (m3)	Encofrado (m2)			
N+20.34 6PA	60x50	0.97	7.13	-	115.5	127.1
N+17.10 5PA		0.97	7.13	-	115.5	127.1
N+13.86 4PA		0.97	7.13	-	115.5	127.1
N+10.62 3PA		0.97	7.13	714.0	133.9	932.7
N+7.38 2PA		0.97	7.13	-	128.6	141.5
N+4.14 1PA		0.97	7.13	-	128.6	141.5
N+0.90 PB		1.17	8.58	718.3	136.5	940.3
Total (x3)		20.97	154.08	4296.9	2622.3	7611.9

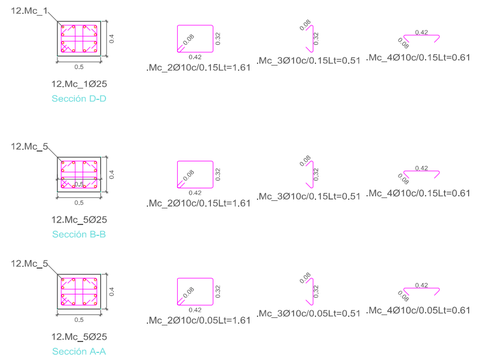
Pilares que nacen en N+0.90 PB y mueren en N+24.98 CUB ASC
Hor.: f'c=240 kg/cm2
Acero en barras: fy 4200 kg/cm2
Acero en estribos: fy 4200 kg/cm2

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
F2=G3=D3	1	Ø25	16	9.84 0.165	11.65	186.4	718.3
	2	Ø10	337	0.42 0.08 0.52	2.01	677.37	417.4
	3	Ø10	337	0.42 0.08 0.28	1.54	518.98	319.8
	4	Ø10	337	0.08 0.52	0.71	239.27	147.4
	5	Ø25	16	11.58	11.58	185.28	714.0
	6	Ø25	16	0.5 1.81 0.16 1.64	4.1	65.6	252.8
						Total+10%:	2826.7
						(x3):	8480.1
I4=I5	1	Ø25	12	5.38	5.38	64.56	248.8
	2	Ø10	97	0.32 0.08 0.42	1.61	156.17	96.2
	3	Ø10	194	0.08 0.32	0.51	98.94	61.0
	4	Ø10	194	0.08 0.42	0.61	118.34	72.9
	5	Ø25	12	0.5 2.02 0.16 1.62	4.3	51.6	198.8
						Total+10%:	745.5
						(x5):	3727.5
						Ø10:	4034.9
						Ø25:	7998.5
						Total:	12033.4

I4=I5=I6=I2=I3



Mc.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 5 (cm)
1	Ø25	12	538	6456	32280
2	Ø10	97	161	15617	78085
3	Ø10	194	51	9894	49470
4	Ø10	194	61	11834	59170
5	Ø25	12	430	5160	25800



Escala vertical 1:100

Escala horizontal 1:50

Planta	Dimensión (cm)	Hormigón		Armaduras fy 4200 kg/cm2		
		Tipo: f'c=240		Longitudinal (kg)	Estribos (kg)	Total +10 % (kg)
		Volumen (m3)	Encofrado (m2)			
N+4.14 1PA	50x40	0.65	5.83	-	97.3	107.0
N+0.90 PB		0.78	7.02	248.8	111.5	396.3
Total (x5)		7.15	64.25	1244	1044	2516.5

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

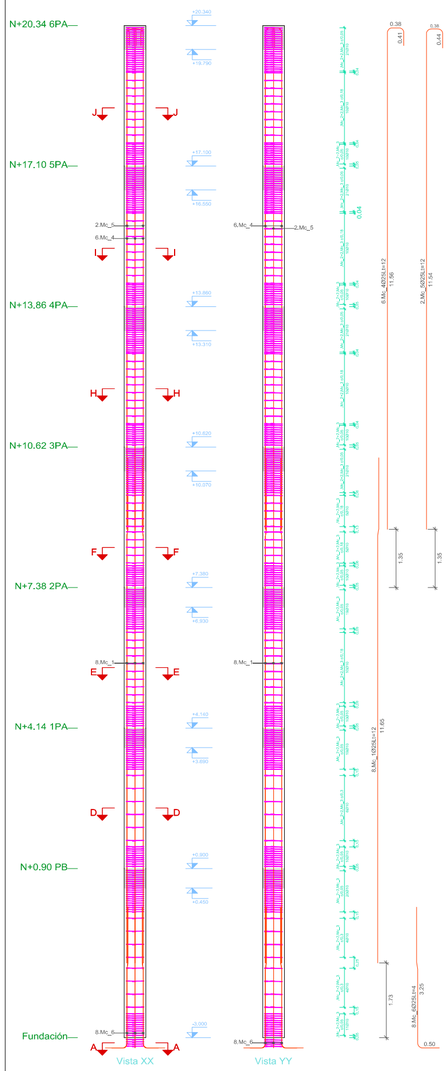
ARMADO DE COLUMNAS

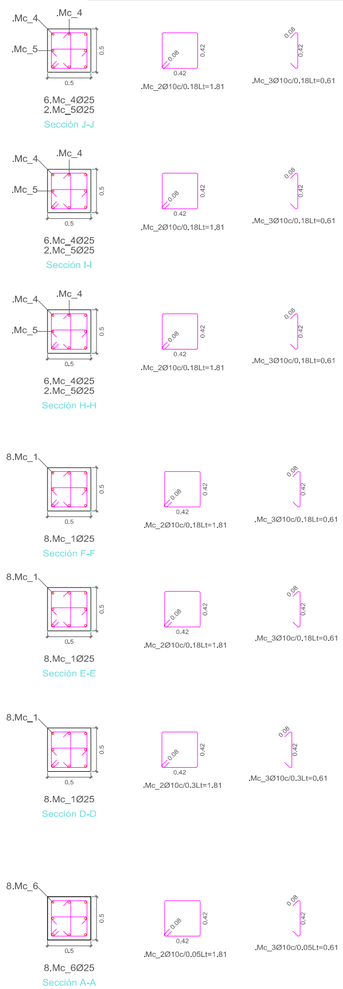
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	2 de 3

G5=G4=E5=E4=D4

Mc.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 5 (cm)
1	Ø25	8	1165	9320	46600
2	Ø10	281	181	50861	254305
3	Ø10	562	61	34282	171410
4	Ø25	6	1235	7410	37050
5	Ø25	2	1235	2470	12350
6	Ø25	8	375	3000	15000





Escala vertical 1:100

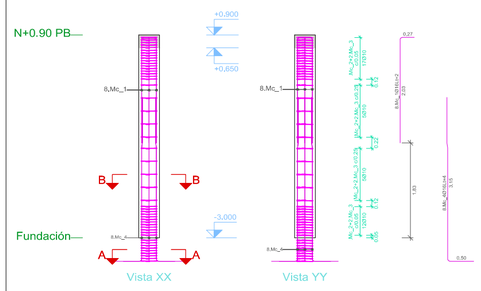
Escala horizontal 1:50

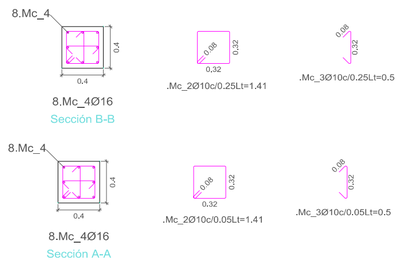
Planta	Dimensión (cm)	Hormigón Tipo: f'c=240 Volumen (m3)	Hormigón Encofrado (m2)	Armaduras fy 4200 kg/cm2 Longitudinal (kg)	Estribos (kg)	Total +10 % (kg)
N+20.34 6PA	50x50	0.81	6.48	-	76.6	84.3
N+17.10 5PA		0.81	6.48	-	76.6	84.3
N+13.86 4PA		0.81	6.48	-	76.6	84.3
N+10.62 3PA		0.81	6.48	380.7	76.6	503.0
N+7.38 2PA		0.81	6.48	-	72.8	80.1
N+4.14 1PA		0.81	6.48	-	65.4	71.9
N+0.90 PB		0.98	7.80	359.2	72.8	475.2
Total (x5)		29.20	233.40	3699.5	2587.0	6915.5

Pilares que nacen en N+0.90 PB y mueren en N+24.98 CUB ASC
Hor.: f'c=240 kg/cm2
Acero en barras: fy 4200 kg/cm2
Acero en estribos: fy 4200 kg/cm2

A1=C1=A2=D1=A3=A4=A5=G2=H2=I1=A6=B6=B5

Mc.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 13 (cm)
1	Ø16	8	230	1840	23920
2	Ø10	48	141	6768	87984
3	Ø10	96	50	4800	62400
4	Ø16	8	365	2920	37960





Acero: fy 4200 kg/cm2 (191.3 kg)	Planta: N+0.90 PB
Hor.: f'c=240 kg/cm2 (0.62 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 6.24 m2	Recubrimiento geométrico: 40 mm

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
G5=G4=E5=E4=D4	1	Ø25	8	9.84 0.16 1.65	11.65	93.2	359.2
	2	Ø10	281	0.42 0.08 0.42	1.81	508.61	313.4
	3	Ø10	562	0.08 0.42	0.61	342.82	211.3
	4	Ø25	6	11.56 0.38 0.4	12.35	74.1	285.5
	5	Ø25	2	11.54 0.38 0.4	12.35	24.7	95.2
	6	Ø25	8	0.5 1.81 0.16 1.29	3.75	30	115.6
					Total+10%: (x5):	1518.2 7591.0	

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
A1=C1=A2=D1=A3=A4=A5 G2=H2=I1=A6=B6=B5	1	Ø16	8	2.03 0.27	2.3	18.4	29.0
	2	Ø10	48	0.32 0.08 0.32	1.41	67.68	41.7
	3	Ø10	96	0.08 0.32	0.5	48	29.6
	4	Ø16	8	0.5 2.18 0.10.87	3.65	29.2	46.1
					Total+10%: (x13):	161.0 805.0	
					Ø10: Ø16: Total:	2023.8 1945.0 3968.8	

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

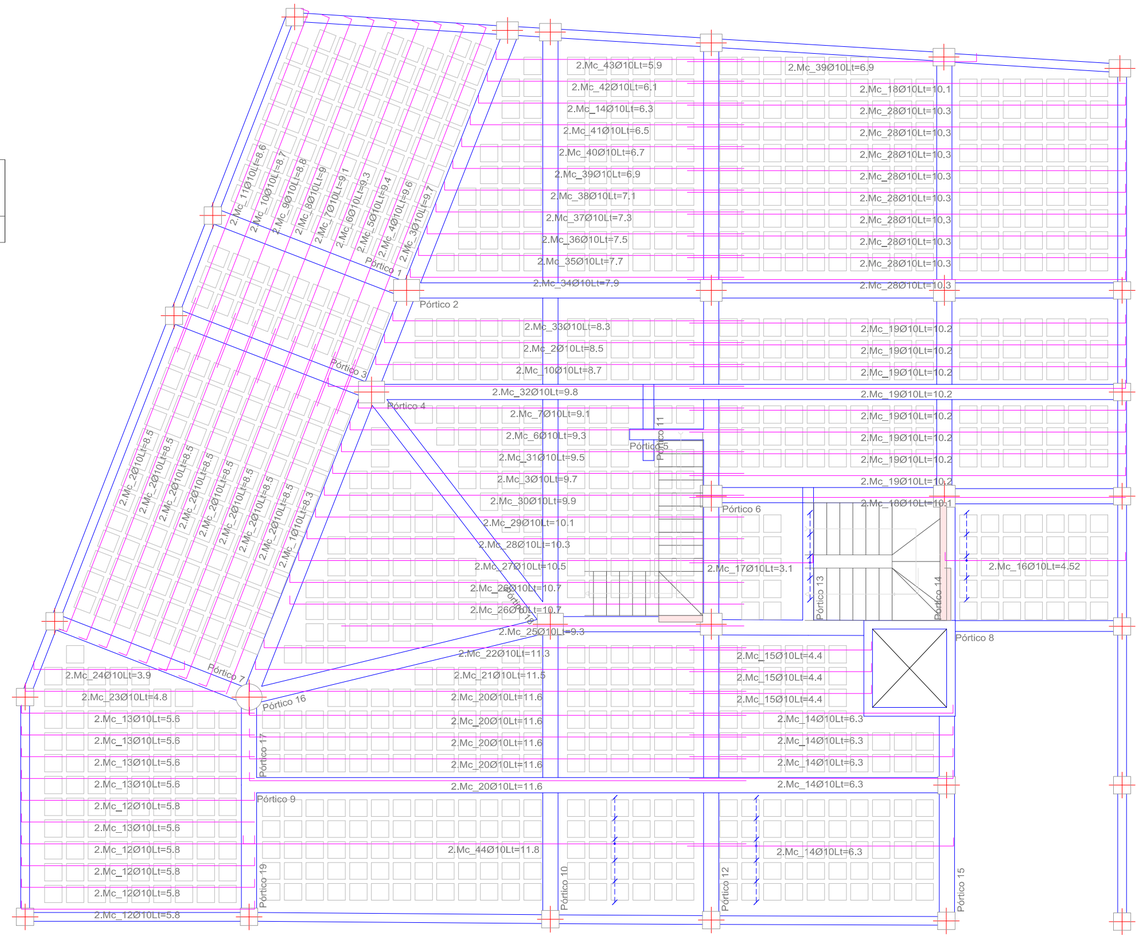
ARMADO DE COLUMNAS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	3 de 3

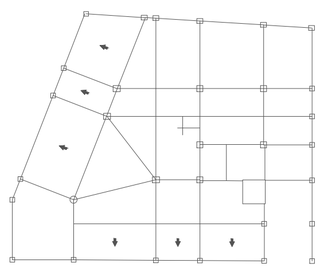
N+0.90 PB
Armadura longitudinal inferior
Hor.: f'c=240 kg/cm2
fy 4200 kg/cm2
Escala: 1:100

Resumen Acero N+0.90 PB Armadura longitudinal inferior		Long. total (m)	Peso+10% (kg)
fy 4200	Ø10	1823.6	1236



Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Armadura longitudinal inferior	1	Ø10	2		8.3		8.3	16.6	10.2
	2	Ø10	18	0.19	8.31		8.5	153	94.3
	3	Ø10	4	0.19	9.51		9.7	38.8	23.9
	4	Ø10	2	0.19	9.41		9.6	19.2	11.8
	5	Ø10	2	0.19	9.21		9.4	18.8	11.6
	6	Ø10	4	0.19	9.11		9.3	37.2	22.9
	7	Ø10	4	0.19	8.91		9.1	36.4	22.4
	8	Ø10	2	0.19	8.81		9	18	11.1
	9	Ø10	2	0.19	8.61		8.8	17.6	10.8
	10	Ø10	4	0.19	8.51		8.7	34.8	21.4
	11	Ø10	2	0.19	8.41		8.6	17.2	10.6
	12	Ø10	10	0.19	5.42	0.19	5.8	58	35.7
	13	Ø10	10	0.19	5.41		5.6	56	34.5
	14	Ø10	22	0.19	6.11		6.3	138.6	85.4
	15	Ø10	6	0.19	4.21		4.4	26.4	16.3
	16	Ø10	10	0.19	4.14	0.19	4.52	45.2	27.9
	17	Ø10	10	0.19	2.91		3.1	31	19.1
	18	Ø10	4		10.1		10.1	40.4	24.9
	19	Ø10	16	0.19	10.01		10.2	163.2	100.6
	20	Ø10	10	0.19	11.41		11.6	116	71.5
	21	Ø10	2	0.19	11.31		11.5	23	14.2
	22	Ø10	2	0.19	11.11		11.3	22.6	13.9
	23	Ø10	2	0.19	4.61		4.8	9.6	5.9
	24	Ø10	2	0.19	3.52	0.19	3.9	7.8	4.8
	25	Ø10	2		9.3		9.3	18.6	11.5
	26	Ø10	4	0.19	10.51		10.7	42.8	26.4
	27	Ø10	2	0.19	10.31		10.5	21	12.9
	28	Ø10	20	0.19	10.11		10.3	206	126.9
	29	Ø10	2	0.19	9.91		10.1	20.2	12.4
	30	Ø10	2	0.19	9.71		9.9	19.8	12.2
	31	Ø10	2	0.19	9.31		9.5	19	11.7
	32	Ø10	2	0.19	9.61		9.8	19.6	12.1
	33	Ø10	2	0.19	8.11		8.3	16.6	10.2
	34	Ø10	2	0.19	7.71		7.9	15.8	9.7
	35	Ø10	2	0.19	7.51		7.7	15.4	9.5
	36	Ø10	2	0.19	7.31		7.5	15	9.2
	37	Ø10	2	0.19	7.11		7.3	14.6	9.0
	38	Ø10	2	0.19	6.91		7.1	14.2	8.8
	39	Ø10	4	0.19	6.71		6.9	27.6	17.0
	40	Ø10	2	0.19	6.51		6.7	13.4	8.3
	41	Ø10	2	0.19	6.31		6.5	13	8.0
	42	Ø10	2	0.19	5.91		6.1	12.2	7.5
	43	Ø10	2	0.19	5.71		5.9	11.8	7.3
	44	Ø10	12	0.19	11.61		11.8	141.6	87.3
								Total+10%:	1236.0
								Ø10:	1236.0
								Total:	1236.0

DETALLE DE MALLA R-188 SOBRE LOSA NERVADA



Nota: Existen planos inclinados.
El dibujo de todos los elementos es en proyección horizontal, por lo que aquellos que no estén acotados, no podrán medirse en verdadera magnitud.

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

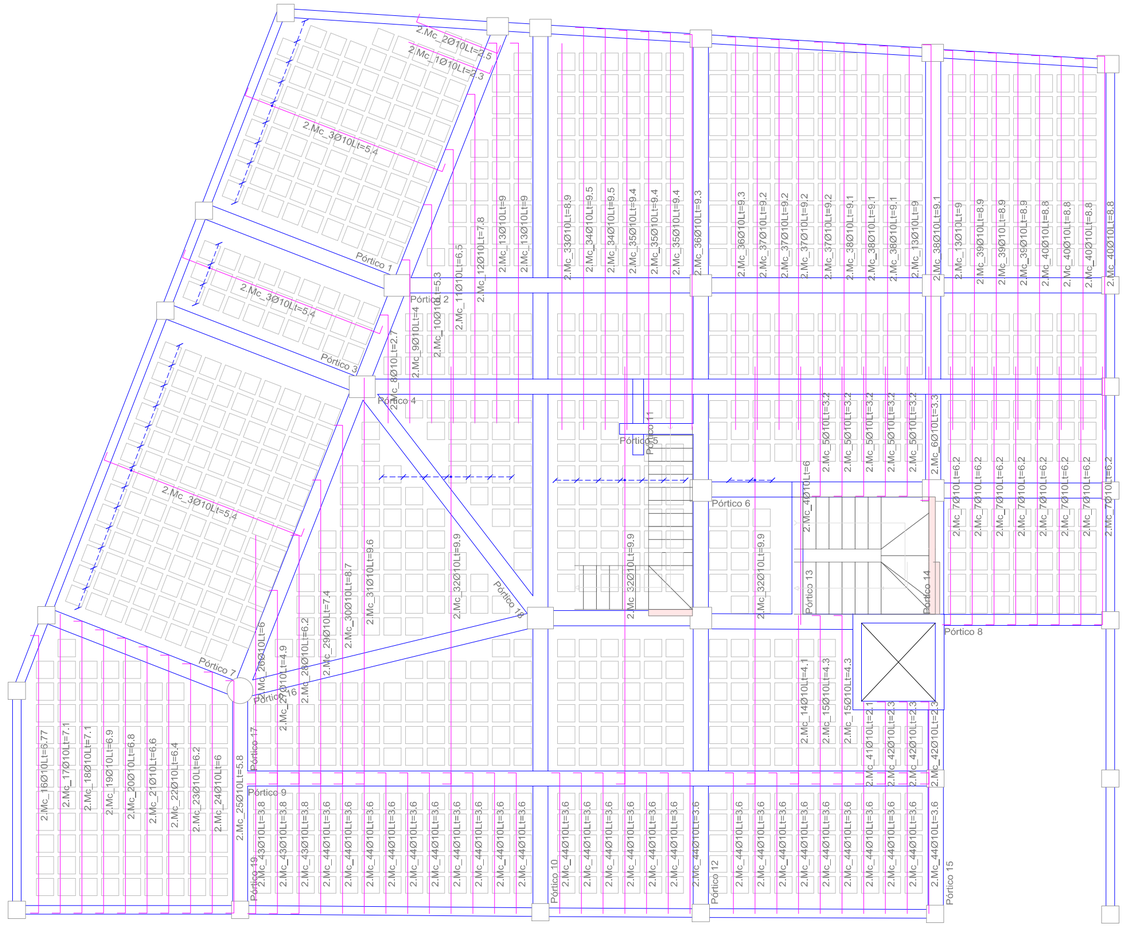
CONTENIDO:
ARMADO DE LOSA PLANTA BAJA
HIERROS INFERIORES

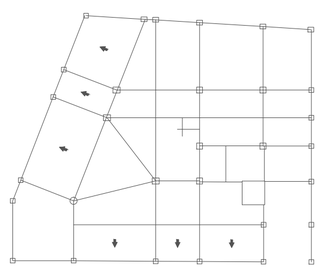
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 7

N+0.90 PB
Armadura transversal inferior
Hor.: f'c=240 kg/cm2
fy 4200 kg/cm2
Escala: 1:100

Resumen Acero N+0.90 PB Armadura transversal inferior		Long. total (m)	Peso+10% (kg)
fy 4200	Ø10	1820.1	1234





Nota: Existen planos inclinados.
El dibujo de todos los elementos es en proyección horizontal, por lo que aquellos que no estén acotados, no podrán medirse en verdadera magnitud. Consulte la dirección y valor de la pendiente.

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Armadura transversal inferior	1	Ø10	2	0,2	2,1		2,3	4,6	2,8
	2	Ø10	2	0,2	2,1	0,2	2,5	5	3,1
	3	Ø10	56	0,19	5,02	0,19	5,4	302,4	186,3
	4	Ø10	2		6		6	12	7,4
	5	Ø10	10	0,19	3,01		3,2	32	19,7
	6	Ø10	2	0,19	3,11		3,3	6,6	4,1
	7	Ø10	16	0,19	6,01		6,2	99,2	61,1
	8	Ø10	2	0,19	2,51		2,7	5,4	3,3
	9	Ø10	2	0,19	3,81		4	8	4,9
	10	Ø10	2	0,19	5,11		5,3	10,6	6,5
	11	Ø10	2	0,19	6,31		6,5	13	8,0
	12	Ø10	2	0,19	7,61		7,8	15,6	9,6
	13	Ø10	8	0,19	8,81		9	72	44,4
	14	Ø10	2	0,2	3,9		4,1	8,2	5,1
	15	Ø10	4	0,2	3,91	0,19	4,3	17,2	10,6
	16	Ø10	2	0,19	6,39	0,19	6,77	13,54	8,3
	17	Ø10	2	0,19	6,91		7,1	14,2	8,8
	18	Ø10	2	0,19	6,72	0,19	7,1	14,2	8,8
	19	Ø10	2	0,19	6,52	0,19	6,9	13,8	8,5
	20	Ø10	2	0,19	6,42	0,19	6,8	13,6	8,4
	21	Ø10	2	0,19	6,22	0,19	6,6	13,2	8,1
	22	Ø10	2	0,19	6,02	0,19	6,4	12,8	7,9
	23	Ø10	2	0,19	5,82	0,19	6,2	12,4	7,6
	24	Ø10	2	0,19	5,62	0,19	6	12	7,4
	25	Ø10	2	0,19	5,42	0,19	5,8	11,6	7,1
	26	Ø10	2	0,2	5,8		6	12	7,4
	27	Ø10	2	0,2	4,51	0,19	4,9	9,8	6,0
	28	Ø10	2	0,2	5,81	0,19	6,2	12,4	7,6
	29	Ø10	2	0,2	7,01	0,19	7,4	14,8	9,1
	30	Ø10	2	0,2	8,31	0,19	8,7	17,4	10,7
	31	Ø10	2	0,2	9,4		9,6	19,2	11,8
	32	Ø10	34	0,2	9,7		9,9	336,6	207,4
	33	Ø10	2		8,9		8,9	17,8	11,0
	34	Ø10	4	0,19	9,31		9,5	38	23,4
	35	Ø10	6	0,19	9,21		9,4	56,4	34,8
	36	Ø10	4	0,19	9,11		9,3	37,2	22,9
	37	Ø10	8	0,19	9,01		9,2	73,6	45,4
	38	Ø10	8	0,19	8,91		9,1	72,8	44,9
	39	Ø10	6	0,19	8,71		8,9	53,4	32,9
	40	Ø10	8	0,19	8,61		8,8	70,4	43,4
	41	Ø10	2	0,2	1,9		2,1	4,2	2,6
	42	Ø10	6	0,2	1,91	0,19	2,3	13,8	8,5
	43	Ø10	6	0,19	3,42	0,19	3,8	22,8	14,0
	44	Ø10	54	0,19	3,41		3,6	194,4	119,8
								Total+10%:	1233,5
								Ø10:	1233,5
								Total:	1233,5

DETALLE DE MALLA R-188 SOBRE LOSA NERVADA

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

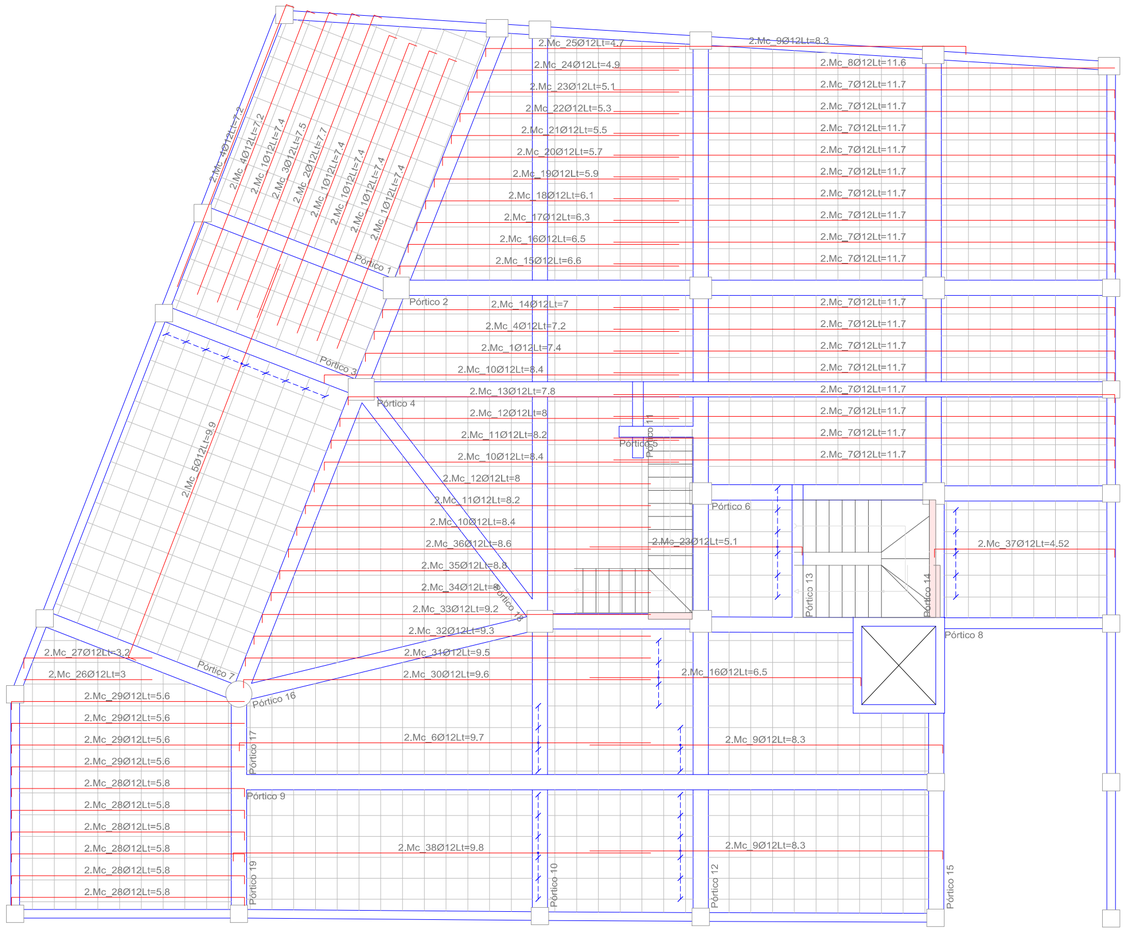
CONTENIDO:
ARMADO DE LOSA PLANTA BAJA
HIERROS INFERIORES

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

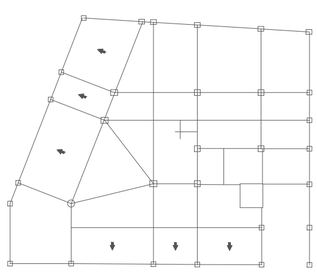
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	2 de 7

N+0.90 PB
Armadura longitudinal superior
Hor.: f'c=240 kg/cm2
fy 4200 kg/cm2
Escala: 1:100

Resumen Acero N+0.90 PB Armadura longitudinal superior		Long. total (m)	Peso+10% (kg)
fy 4200	Ø12	1806.0	1764



Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Armadura longitudinal superior	1	Ø12	12	0.19	7.21		7.4	88.8	78.8
	2	Ø12	2	0.19	7.51		7.7	15.4	13.7
	3	Ø12	2	0.19	7.31		7.5	15	13.3
	4	Ø12	6	0.19	7.01		7.2	43.2	38.4
	5	Ø12	18	0.19	9.71		9.9	178.2	158.2
	6	Ø12	8	0.19	9.51		9.7	77.6	68.9
	7	Ø12	34	0.19	11.51		11.7	397.8	353.2
	8	Ø12	2		11.6		11.6	23.2	20.6
	9	Ø12	20	0.19	8.11		8.3	166	147.4
	10	Ø12	6	0.19	8.21		8.4	50.4	44.7
	11	Ø12	4	0.19	8.01		8.2	32.8	29.1
	12	Ø12	4	0.19	7.81		8	32	28.4
	13	Ø12	2	0.19	7.61		7.8	15.6	13.9
	14	Ø12	2	0.19	6.81		7	14	12.4
	15	Ø12	2	0.19	6.41		6.6	13.2	11.7
	16	Ø12	10	0.19	6.31		6.5	65	57.7
	17	Ø12	2	0.19	6.11		6.3	12.6	11.2
	18	Ø12	2	0.19	5.91		6.1	12.2	10.8
	19	Ø12	2	0.19	5.71		5.9	11.8	10.5
	20	Ø12	2	0.19	5.51		5.7	11.4	10.1
	21	Ø12	2	0.19	5.31		5.5	11	9.8
	22	Ø12	2	0.19	5.11		5.3	10.6	9.4
	23	Ø12	14	0.19	4.91		5.1	71.4	63.4
	24	Ø12	2	0.19	4.71		4.9	9.8	8.7
	25	Ø12	2	0.19	4.51		4.7	9.4	8.3
	26	Ø12	2		3		3	6	5.3
	27	Ø12	2	0.24	2.96		3.2	6.4	5.7
	28	Ø12	12	0.19	5.42	0.19	5.8	69.6	61.8
	29	Ø12	8	0.19	5.41		5.6	44.8	39.8
	30	Ø12	2	0.19	9.41		9.6	19.2	17.0
	31	Ø12	2	0.19	9.31		9.5	19	16.9
	32	Ø12	2	0.19	9.11		9.3	18.6	16.5
	33	Ø12	2	0.19	9.01		9.2	18.4	16.3
	34	Ø12	2	0.19	8.81		9	18	16.0
	35	Ø12	2	0.19	8.61		8.8	17.6	15.6
	36	Ø12	2	0.19	8.41		8.6	17.2	15.3
	37	Ø12	10	0.19	4.14	0.19	4.52	45.2	40.1
	38	Ø12	12	0.19	9.61		9.8	117.6	104.4
								Total+10%:	1763.6
								Ø12:	1763.6
								Total:	1763.6



Nota: Existen planos inclinados.
El dibujo de todos los elementos es en proyección horizontal, por lo que aquellos que no estén acotados, no podrán medirse en verdadera magnitud.

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

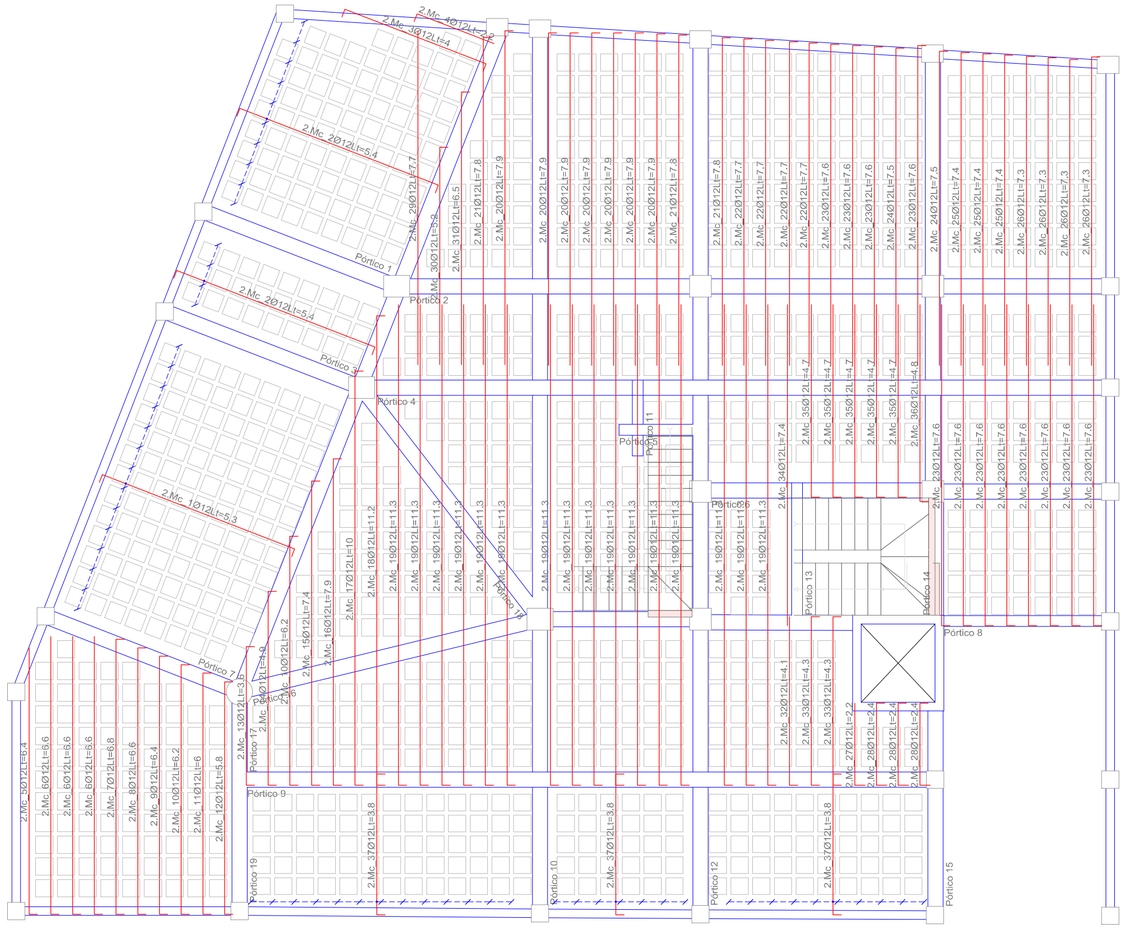
CONTENIDO:
ARMADO DE LOSA PLANTA BAJA
HIERROS SUPERIORES

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

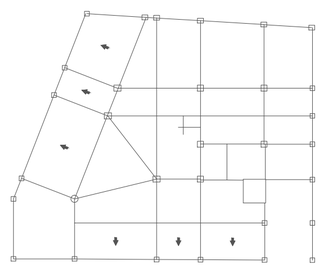
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	3 de 7

N+0.90 PB
Armadura transversal superior
Hor.: f'c=240 kg/cm2
fy 4200 kg/cm2
Escala: 1:100

Resumen Acero N+0.90 PB Armadura transversal superior		Long. total (m)	Peso+10% (kg)
fy 4200	Ø12	1820.6	1778



Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Armadura transversal superior	1	Ø12	28	0,19	4,92	0,19	5,3	148,4	131,8
	2	Ø12	28	0,19	5,02	0,19	5,4	151,2	134,2
	3	Ø12	2	0,19	3,62	0,19	4	8	7,1
	4	Ø12	2	0,19	2,01		2,2	4,4	3,9
	5	Ø12	2	0,19	6,21		6,4	12,8	11,4
	6	Ø12	6	0,19	6,41		6,6	39,6	35,2
	7	Ø12	2	0,19	6,42	0,19	6,8	13,6	12,1
	8	Ø12	2	0,19	6,22	0,19	6,6	13,2	11,7
	9	Ø12	2	0,19	6,02	0,19	6,4	12,8	11,4
	10	Ø12	4	0,19	5,82	0,19	6,2	24,8	22,0
	11	Ø12	2	0,19	5,62	0,19	6	12	10,7
	12	Ø12	2	0,19	5,42	0,19	5,8	11,6	10,3
	13	Ø12	2	0,19	3,22	0,19	3,6	7,2	6,4
	14	Ø12	2	0,19	4,52	0,19	4,9	9,8	8,7
	15	Ø12	2	0,19	7,02	0,19	7,4	14,8	13,1
	16	Ø12	2	0,19	7,52	0,19	7,9	15,8	14,0
	17	Ø12	2	0,19	9,62	0,19	10	20	17,8
	18	Ø12	2	0,19	10,82	0,19	11,2	22,4	19,9
	19	Ø12	32	0,19	11,11		11,3	361,6	321,0
	20	Ø12	14	0,19	7,71		7,9	110,6	98,2
	21	Ø12	6	0,19	7,61		7,8	46,8	41,6
	22	Ø12	8	0,19	7,51		7,7	61,6	54,7
	23	Ø12	24	0,19	7,41		7,6	182,4	161,9
	24	Ø12	4	0,19	7,31		7,5	30	26,6
	25	Ø12	6	0,19	7,21		7,4	44,4	39,4
	26	Ø12	8	0,19	7,11		7,3	58,4	51,8
	27	Ø12	2	0,24	1,96		2,2	4,4	3,9
	28	Ø12	6	0,24	1,97	0,19	2,4	14,4	12,8
	29	Ø12	2		7,7		7,7	15,4	13,7
	30	Ø12	2	0,19	5,01		5,2	10,4	9,2
	31	Ø12	2	0,19	6,31		6,5	13	11,5
	32	Ø12	2	0,19	3,91		4,1	8,2	7,3
	33	Ø12	4	0,19	3,92	0,19	4,3	17,2	15,3
	34	Ø12	2		7,4		7,4	14,8	13,1
	35	Ø12	10	0,19	4,51		4,7	47	41,7
	36	Ø12	2	0,19	4,61		4,8	9,6	8,5
	37	Ø12	60	0,19	3,42	0,19	3,8	228	202,4
								Total+10%:	1777,9
								Ø12:	1777,9
								Total:	1777,9



Nota: Existen planos inclinados.
El dibujo de todos los elementos es en proyección horizontal, por lo que aquellos que no estén acotados, no podrán medirse en verdadera magnitud.

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

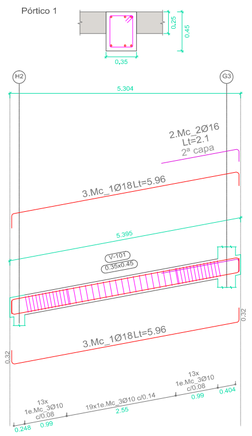
UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

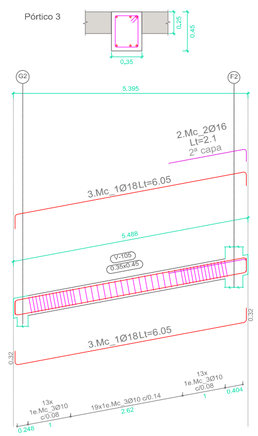
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

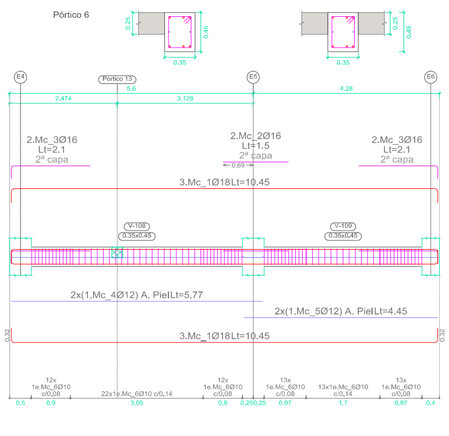
CONTENIDO:
ARMADO DE LOSA PLANTA BAJA
HIERROS SUPERIORES

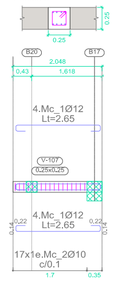
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

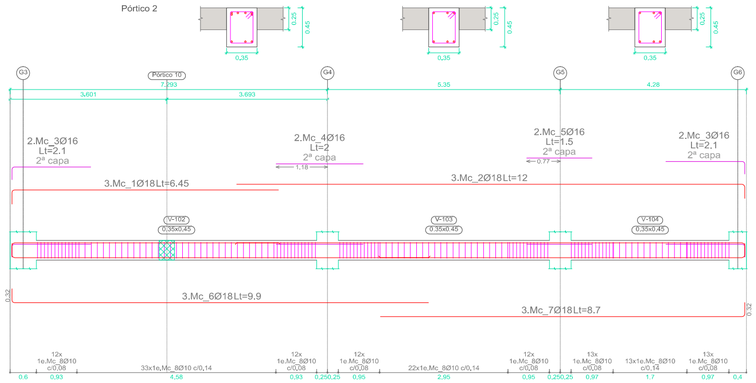
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	4 de 7

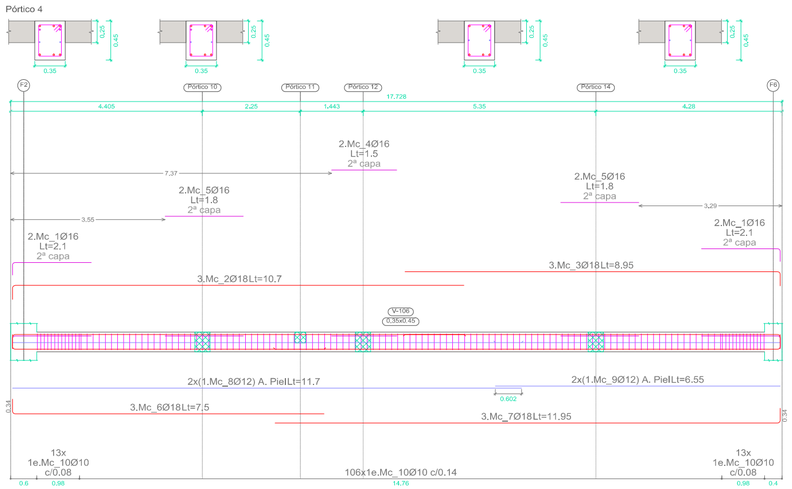






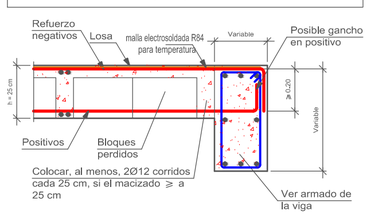






Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Pórtico 1	1	Ø18	6	0.32 — 5.31 — 0.32	5.96	35.76	71.4
	2	Ø16	2	1.81 — 0.29	2.1	4.2	6.6
	3	Ø10	45	0.08 / 0.26 / 0.08	1.4	63	38.8
					Total+10%:		128.5
Pórtico 2	1	Ø18	3	0.32 — 6.13	6.45	19.35	38.7
	2	Ø18	3	11.68 — 0.32	12	36	71.9
	3	Ø16	4	0.29 — 1.81	2.1	8.4	13.3
	4	Ø16	2	2	2	4	6.3
	5	Ø16	2	1.5	1.5	3	4.7
	6	Ø18	3	0.32 — 9.58	9.9	29.7	59.3
	7	Ø18	3	8.38 — 0.32	8.7	26.1	52.1
	8	Ø10	142	0.08 / 0.26 / 0.08	1.4	198.8	122.5
					Total+10%:		405.7
Pórtico 3	1	Ø18	6	0.32 — 5.41 — 0.32	6.05	36.3	72.5
	2	Ø16	2	1.81 — 0.29	2.1	4.2	6.6
	3	Ø10	45	0.08 / 0.26 / 0.08	1.4	63	38.8
					Total+10%:		129.7
Pórtico 4	1	Ø16	4	0.29 — 1.81	2.1	8.4	13.3
	2	Ø18	3	0.32 — 10.38	10.7	32.1	64.1
	3	Ø18	3	8.63 — 0.32	8.95	26.85	53.6
	4	Ø16	2	1.5	1.5	3	4.7
	5	Ø16	4	1.8	1.8	7.2	11.4
	6	Ø18	3	0.34 — 7.16	7.5	22.5	45.0
	7	Ø18	3	11.61 — 0.34	11.95	35.85	71.6
	8	Ø12	2	11.7	11.7	23.4	20.8
	9	Ø12	2	6.55	6.55	13.1	11.6
	10	Ø10	132	0.08 / 0.26 / 0.08	1.4	184.8	113.9
					Total+10%:		451.0
Pórtico 5	1	Ø12	8	0.14 — 1.94 — 0.14 / 0.22 / 0.22	2.65	21.2	18.8
	2	Ø10	17	0.08 / 0.16 / 0.08	0.8	13.6	8.4
					Total+10%:		29.9
Pórtico 6	1	Ø18	6	0.32 — 9.8 — 0.32	10.45	62.7	125.3
	2	Ø16	2	1.5	1.5	3	4.7
	3	Ø16	4	0.29 — 1.81	2.1	8.4	13.3
	4	Ø12	2	5.77	5.77	11.54	10.2
	5	Ø12	2	4.45	4.45	8.9	7.9
	6	Ø10	85	0.08 / 0.26 / 0.08	1.4	119	73.3
					Total+10%:		258.2
					Ø10:		435.4
					Ø12:		76.2
					Ø16:		93.3
					Ø18:		798.1
					Total:		1403.0

Extremo de vano sobre viga descolgada.
Losa casetonada.
Bloques perdidos.



N+0.90 PB
Despiece de vigas
Hor.: f'c=240 kg/cm2
Acero en barras: fy 4200 kg/cm2
Acero en estribos: fy 4200 kg/cm2
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:50
Escala huecos 1:50

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

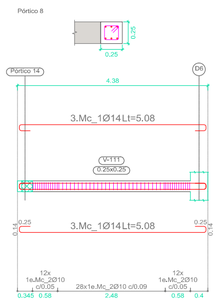
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

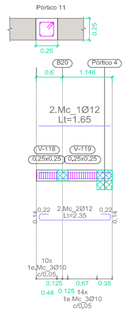
CONTENIDO:

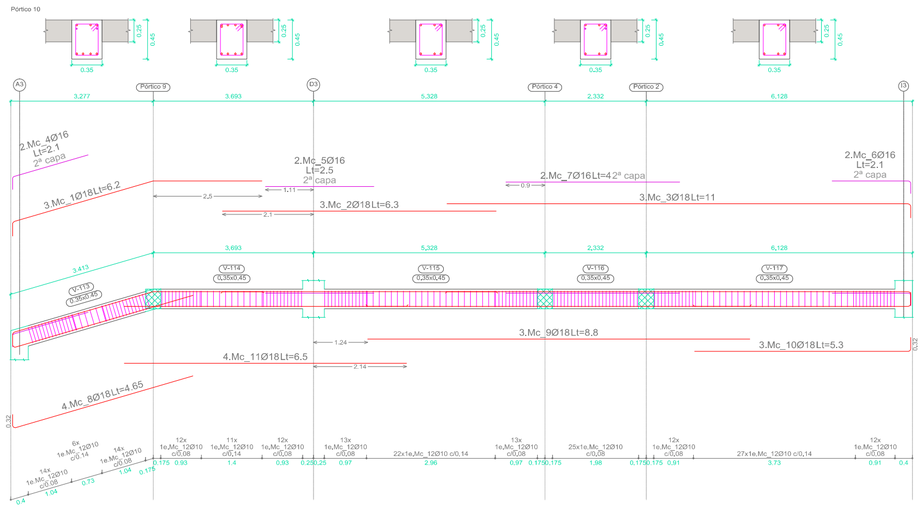
ARMADO DE PORTICOS N+0.90

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	5 de 7

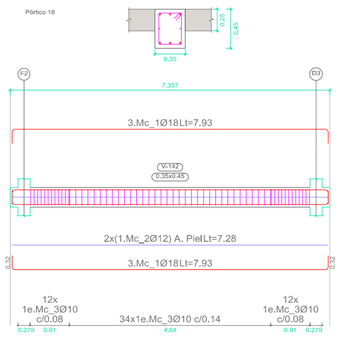


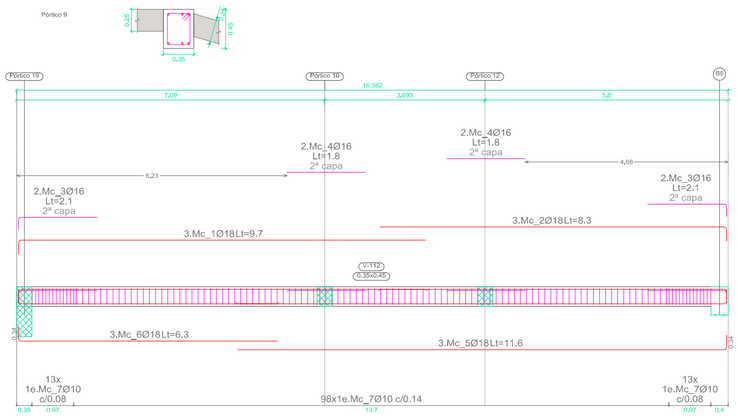


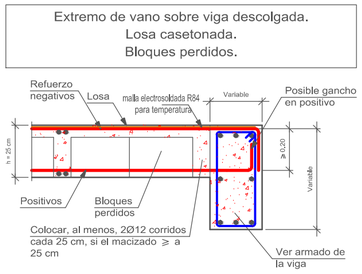


Resumen Acero Plano de pórticos		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø6	60.3	15	
	Ø10	2420.8	1641	
	Ø12	249.4	244	
	Ø14	80.2	107	
	Ø16	163.5	284	
	Ø18	1197.9	2632	
	Ø20	47.5	129	
	Ø32	18.4	128	5180

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Pórtico 7	1	Ø20	8	0.36 5.22 0.36	5.94	47.52	117.2
	2	Ø6	6	0.11 5.22 0.11	5.98	35.88	8.0
	3	Ø10	28	0.08 1.82 0.26	2.82	78.96	48.7
						Total+10%:	191.3
Pórtico 8	1	Ø14	6	0.14 4.3 0.14 0.25 0.25	5.08	30.48	36.8
	2	Ø10	52	0.16 0.08 0.16	0.8	41.6	25.6
						Total+10%:	68.6
Pórtico 9	1	Ø18	3	0.32 9.38	9.7	29.1	58.1
	2	Ø18	3	7.98 0.32	8.3	24.9	49.7
	3	Ø16	4	0.29 1.81	2.1	8.4	13.3
	4	Ø16	4	1.8	1.8	7.2	11.4
	5	Ø18	3	11.26 0.34	11.6	34.8	69.5
	6	Ø18	3	0.34 5.96	6.3	18.9	37.8
	7	Ø10	124	0.36 0.08 0.26	1.4	173.6	107.0
						Total+10%:	381.5
Pórtico 10	1	Ø18	3	0.32 3.38 2.5	6.2	18.6	37.2
	2	Ø18	3	6.3	6.3	18.9	37.8
	3	Ø18	3	10.68 0.32	11	33	65.9
	4	Ø16	2	0.29 1.81	2.1	4.2	6.6
	5	Ø16	2	2.5	2.5	5	7.9
	6	Ø16	2	1.81 0.29	2.1	4.2	6.6
	7	Ø16	2	4	4	8	12.6
	8	Ø18	4	0.32 4.33	4.65	18.6	37.2
	9	Ø18	3	8.8	8.8	26.4	52.7
	10	Ø18	3	4.98 0.32	5.3	15.9	31.8
	11	Ø18	4	6.5	6.5	26	51.9
	12	Ø10	193	0.36 0.08 0.26	1.4	270.2	166.5
						Total+10%:	566.2
Pórtico 11	1	Ø12	2	1.65	1.65	3.3	2.9
	2	Ø12	2	0.14 0.22 1.64 0.22 0.14	2.35	4.7	4.2
	3	Ø10	24	0.16 0.08 0.16	0.8	19.2	11.8
						Total+10%:	20.8
Pórtico 18	1	Ø18	6	0.32 7.28 0.32	7.93	47.58	95.1
	2	Ø12	2	7.28	7.28	14.56	12.9
	3	Ø10	58	0.36 0.08 0.26	1.4	81.2	50.0
						Total+10%:	173.8
Pórtico 19	1	Ø32	2	0.58 3.32 0.79	4.68	9.36	59.1
	2	Ø32	2	0.58 3.32 0.64	4.54	9.08	57.3
	3	Ø6	6	0.11 3.32 0.15	4.07	24.42	5.4
	4	Ø10	38	0.08 2.8 0.26	2.8	106.4	65.6
						Total+10%:	206.1
						Ø6:	14.8
						Ø10:	522.7
						Ø12:	22.0
						Ø14:	40.5
						Ø16:	64.2
						Ø18:	687.2
						Ø20:	128.9
						Ø32:	128.0
						Total:	1608.3







N+0.90 PB
Despiece de vigas
Hor.: f'c=240 kg/cm2
Acero en barras: fy 4200 kg/cm2
Acero en estribos: fy 4200 kg/cm2
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:50
Escala huecos 1:50

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

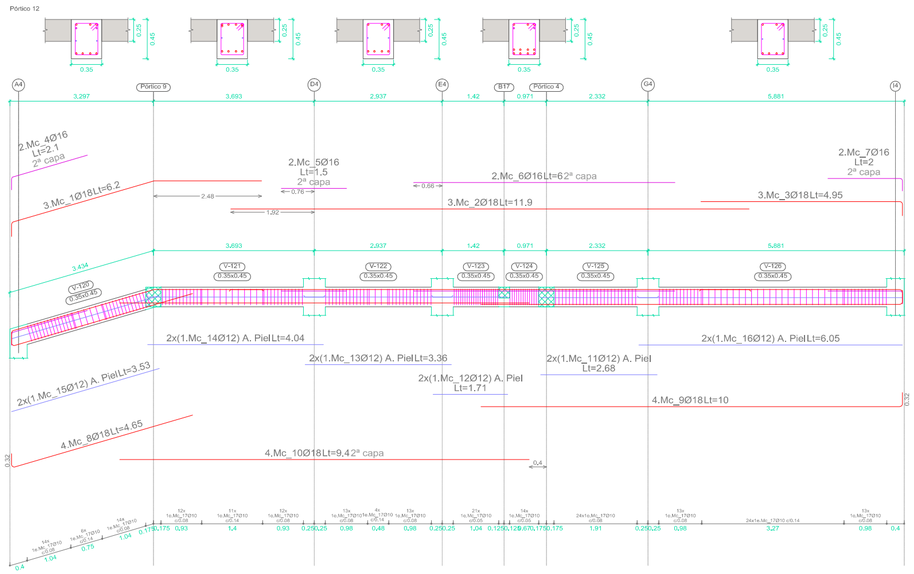
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

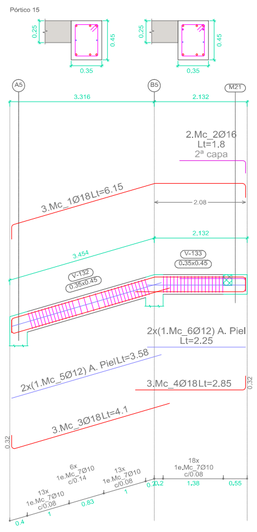
CONTENIDO:

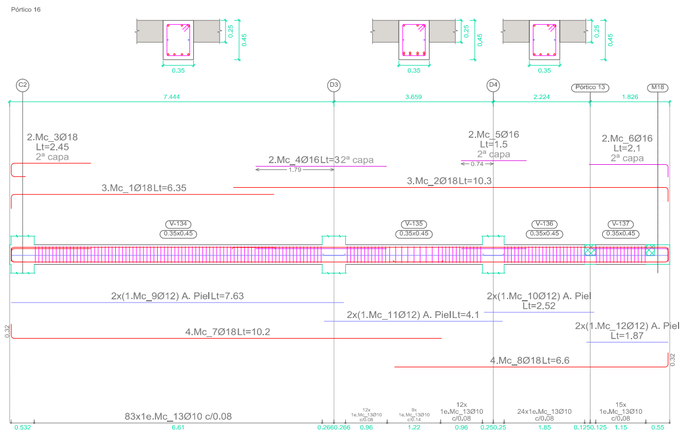
ARMADO DE PORTICOS N+0.90

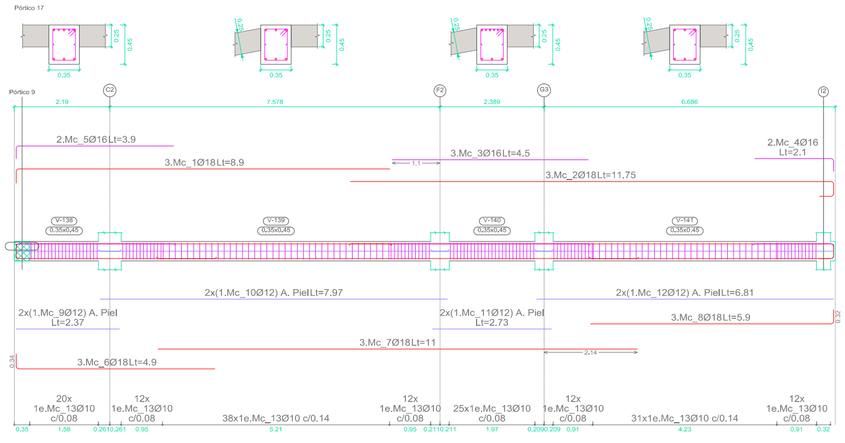
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	6 de 7









Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Pórtico 12	1	Ø18	3	0.32 / 3.4 / 2.48	6,2	18,6	37,2
	2	Ø18	3	11.9	11,9	35,7	71,3
	3	Ø18	3	4.63 / 0.32	4,95	14,85	29,7
	4	Ø16	2	0.29 / 1.81	2,1	4,2	6,6
	5	Ø16	2	1.5	1,5	3	4,7
	6	Ø16	2	6	6	12	18,9
	7	Ø16	2	1.71 / 0.29	2	4	6,3
	8	Ø18	4	0.32 / 4.33	4,65	18,6	37,2
	9	Ø18	4	9.68 / 0.32	10	40	79,9
	10	Ø18	4	9.4	9,4	37,6	75,1
	11	Ø12	2	2.68	2,68	5,36	4,8
	12	Ø12	2	1.71	1,71	3,42	3,0
	13	Ø12	2	3.36	3,36	6,72	6,0
	14	Ø12	2	4.04	4,04	8,08	7,2
	15	Ø12	2	3.53	3,53	7,06	6,3
	16	Ø12	2	6.05	6,05	12,1	10,7
	17	Ø10	208	0.08 / 0.26	1,4	291,2	179,4
					Total+10%:		642,7
Pórtico 13	1	Ø14	6	0.14 / 0.25 / 3.31 / 0.25 / 0.14	4,09	24,54	29,6
	2	Ø10	42	0.16 / 0.08 / 0.16	0,8	33,6	20,7
					Total+10%:		55,3
Pórtico 14	1	Ø14	6	0.14 / 0.25 / 3.81 / 0.25 / 0.14	4,2	25,2	30,4
	2	Ø18	3	11.23 / 0.32	11,55	34,65	69,2
	3	Ø16	2	1.5	1,5	3	4,7
	4	Ø16	2	1.81 / 0.29	2,1	4,2	6,6
	5	Ø18	3	0.32 / 10.45 / 0.32	11,09	33,27	66,5
	6	Ø12	2	2.74	2,74	5,48	4,9
	7	Ø12	2	2.68	2,68	5,36	4,8
	8	Ø12	2	5.72	5,72	11,44	10,2
	9	Ø10	43	0.16 / 0.08 / 0.16	0,8	34,4	21,2
	10	Ø10	96	0.08 / 0.26	1,4	134,4	82,8
					Total+10%:		331,4
Pórtico 15	1	Ø18	3	0.32 / 3.42 / 2.08 / 0.32	6,15	18,45	36,9
	2	Ø16	2	1.51 / 0.29	1,8	3,6	5,7
	3	Ø18	3	0.32 / 3.78	4,1	12,3	24,6
	4	Ø18	3	2.53 / 0.32	2,85	8,55	17,1
	5	Ø12	2	3.58	3,58	7,16	6,4
	6	Ø12	2	2.25	2,25	4,5	4,0
	7	Ø10	50	0.08 / 0.26	1,4	70	43,1
					Total+10%:		151,6

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Pórtico 17	1	Ø18	3	0.32 / 8.58	8,9	26,7	53,3
	2	Ø18	3	11.09 / 0.32 / 0.32	11,75	35,25	70,4
	3	Ø16	3	4.5	4,5	13,5	21,3
	4	Ø16	2	1.81 / 0.29 / 1.7	2,1	4,2	6,6
	5	Ø16	2	3.61 / 0.29	3,9	7,8	12,3
	6	Ø18	3	0.34 / 0.09 / 4.56	4,9	14,7	29,4
	7	Ø18	3	11	11	33	65,9
	8	Ø18	3	5.58 / 0.32	5,9	17,7	35,4
	9	Ø12	2	2.37	2,37	4,74	4,2
	10	Ø12	2	7.97	7,97	15,94	14,2
	11	Ø12	2	2.73	2,73	5,46	4,8
	12	Ø12	2	6.81	6,81	13,62	12,1
	13	Ø10	162	0.08 / 0.26	1,4	226,8	139,8
					Total+10%:		516,7

Pórtico 16							
	1	Ø18	3	0.32 / 6.03	6,35	19,05	38,1
	2	Ø18	3	9.98 / 0.32	10,3	30,9	61,7
	3	Ø18	2	0.32 / 1.82	2,45	4,9	9,8
	4	Ø16	2	3	3	6	9,5
	5	Ø16	2	1.5	1,5	3	4,7
	6	Ø16	2	1.81 / 0.29	2,1	4,2	6,6
	7	Ø18	4	0.32 / 9.88	10,2	40,8	81,5
	8	Ø18	4	6.28 / 0.32	6,6	26,4	52,7
	9	Ø12	2	7.63	7,63	15,26	13,5
	10	Ø12	2	2.52	2,52	5,04	4,5
	11	Ø12	2	4.1	4,1	8,2	7,3
	12	Ø12	2	1.87	1,87	3,74	3,3
	13	Ø10	155	0.08 / 0.26	1,4	217	133,7
					Total+10%:		469,6

Ø10:	682,7
Ø12:	145,4
Ø14:	66,0
Ø16:	126,0
Ø18:	1147,2
Total:	2167,3

N+0.90 PB
Despiece de vigas
Hor.: f'c=240 kg/cm2
Acero en barras: fy 4200 kg/cm2
Acero en estribos: fy 4200 kg/cm2
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:50
Escala huecos 1:50

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

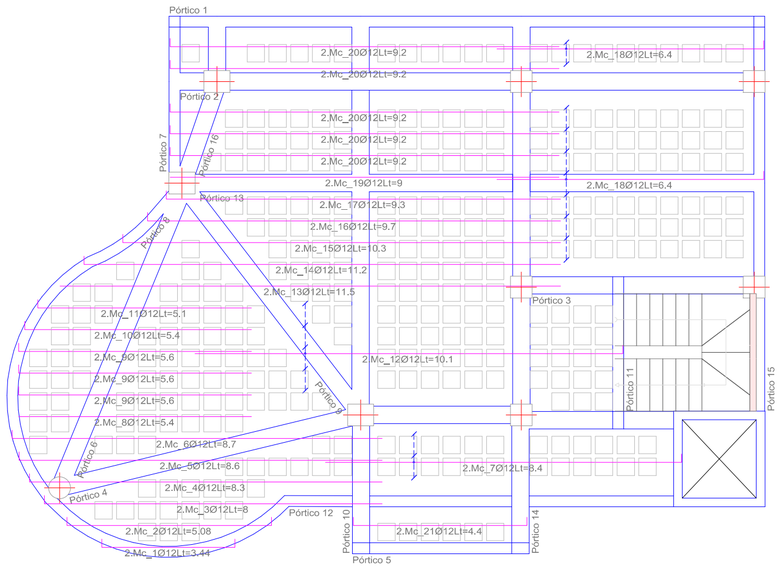
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

ARMADO DE PORTICOS N+0.90

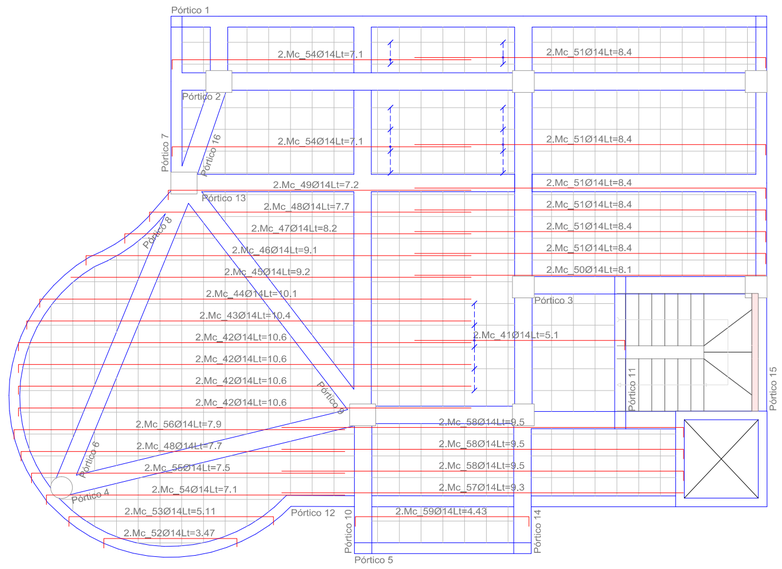
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	7 de 7



N+10.62 3PA
Armadura longitudinal superior
Hor.: f'c=240 kg/cm2
fy 4200 kg/cm2
Escala: 1:100

Resumen Acero N+10.62 3PA Armadura longitudinal superior		Long. total (m)	Peso+10% (kg)
fy 4200	Ø14	691.0	918

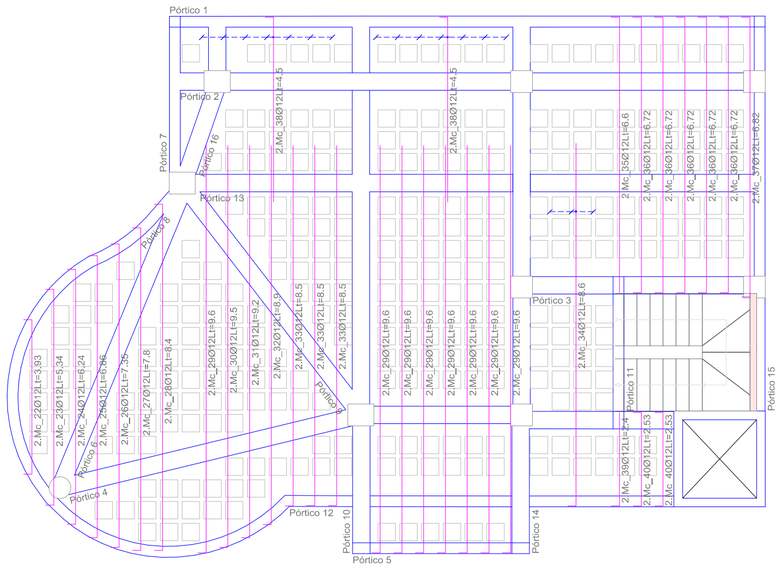


N+10.62 3PA
Armadura longitudinal inferior
Hor.: f'c=240 kg/cm2
fy 4200 kg/cm2
Escala: 1:100

Resumen Acero N+10.62 3PA Armadura longitudinal inferior		Long. total (m)	Peso+10% (kg)
fy 4200	Ø12	651.8	637

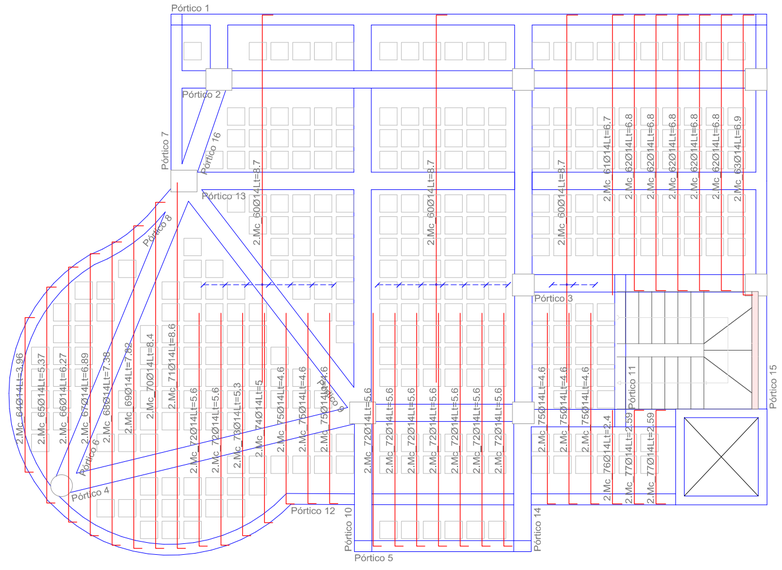
Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Armadura longitudinal inferior	1	Ø12	2	0,19	3,06	0,19	3,44	6,88	6,1
	2	Ø12	2	0,19	4,7	0,19	5,08	10,16	9,0
	3	Ø12	2	0,19	7,81		8	16	14,2
	4	Ø12	2	0,19	8,11		8,3	16,6	14,7
	5	Ø12	2	0,19	8,41		8,6	17,2	15,3
	6	Ø12	2	0,19	8,51		8,7	17,4	15,4
	7	Ø12	6	0,19	8,21		8,4	50,4	44,7
	8	Ø12	2		5,4		5,4	10,8	9,6
	9	Ø12	6	0,19	5,41		5,6	33,6	29,8
	10	Ø12	2	0,19	5,21		5,4	10,8	9,6
	11	Ø12	2	0,19	4,91		5,1	10,2	9,1
	12	Ø12	10	0,19	9,91		10,1	101	89,7
	13	Ø12	2		11,5		11,5	23	20,4
	14	Ø12	2	0,19	11,01		11,2	22,4	19,9
	15	Ø12	2	0,19	10,11		10,3	20,6	18,3
	16	Ø12	2	0,19	9,51		9,7	19,4	17,2
	17	Ø12	2	0,19	9,11		9,3	18,6	16,5
	18	Ø12	20	0,19	6,21		6,4	128	113,6
	19	Ø12	2		9		9	18	16,0
	20	Ø12	10	0,19	9,01		9,2	92	81,7
	21	Ø12	2	0,19	4,02	0,19	4,4	8,8	7,8
								Total+10%:	636.5
Armadura transversal inferior	22	Ø12	2	0,19	3,55	0,19	3,93	7,86	7,0
	23	Ø12	2	0,19	4,96	0,19	5,34	10,68	9,5
	24	Ø12	2	0,19	5,86	0,19	6,24	12,48	11,1
	25	Ø12	2	0,19	6,48	0,19	6,86	13,72	12,2
	26	Ø12	2	0,19	6,97	0,19	7,35	14,7	13,1
	27	Ø12	2	0,19	7,42	0,19	7,8	15,6	13,9
	28	Ø12	2	0,19	8,02	0,19	8,4	16,8	14,9
	29	Ø12	16	0,19	9,41		9,6	153,6	136,4
	30	Ø12	2	0,19	9,31		9,5	19	16,9
	31	Ø12	2	0,19	9,01		9,2	18,4	16,3
	32	Ø12	2	0,19	8,71		8,9	17,8	15,8
	33	Ø12	6	0,19	8,31		8,5	51	45,3
	34	Ø12	6	0,19	8,41		8,6	51,6	45,8
	35	Ø12	2	0,2	6,4		6,6	13,2	11,7
	36	Ø12	10	0,19	6,33	0,2	6,72	67,2	59,7
	37	Ø12	2	0,19	6,43	0,2	6,82	13,64	12,1
	38	Ø12	28	0,19	4,31		4,5	126	111,9
	39	Ø12	2	0,19	2,21		2,4	4,8	4,3
	40	Ø12	4	0,19	2,15	0,19	2,53	10,12	9,0
								Total+10%:	623,6
Armadura longitudinal superior	41	Ø14	10	0,22	4,88		5,1	51	61,6
	42	Ø14	8	0,19	10,41		10,6	84,8	102,4
	43	Ø14	2	0,19	10,21		10,4	20,8	25,1
	44	Ø14	2	0,19	9,91		10,1	20,2	24,4
	45	Ø14	2		9,2		9,2	18,4	22,2
	46	Ø14	2	0,22	8,88		9,1	18,2	22,0
	47	Ø14	2	0,22	7,98		8,2	16,4	19,8
	48	Ø14	4	0,22	7,48		7,7	30,8	37,2
	49	Ø14	2	0,22	6,98		7,2	14,4	17,4
	50	Ø14	2		8,1		8,1	16,2	19,6
	51	Ø14	20	0,24	8,16		8,4	168	203,0
	52	Ø14	2	0,22	3,06	0,19	3,47	6,94	8,4
	53	Ø14	2	0,22	4,7	0,19	5,11	10,22	12,3
	54	Ø14	14	0,22	6,88		7,1	99,4	120,1
	55	Ø14	2	0,22	7,28		7,5	15	18,1
	56	Ø14	2	0,22	7,68		7,9	15,8	19,1
	57	Ø14	2		9,3		9,3	18,6	22,5
	58	Ø14	6	0,22	9,28		9,5	57	68,9
	59	Ø14	2	0,22	3,99	0,22	4,43	8,86	10,7
								Total+10%:	918,3
Armadura transversal superior	60	Ø14	34	0,25	8,45		8,7	295,8	357,4
	61	Ø14	2	0,25	6,45		6,7	13,4	16,2
	62	Ø14	10	0,22	6,33	0,25	6,8	68	82,2
	63	Ø14	2	0,22	6,43	0,25	6,9	13,8	16,7
	64	Ø14	2	0,19	3,55	0,22	3,96	7,92	9,6
	65	Ø14	2	0,19	4,96	0,22	5,37	10,74	13,0
	66	Ø14	2	0,19	5,86	0,22	6,27	12,54	15,1
	67	Ø14	2	0,19	6,48	0,22	6,89	13,78	16,6
	68	Ø14	2	0,19	6,97	0,22	7,38	14,76	17,8
	69	Ø14	2	0,19	7,41	0,22	7,82	15,64	18,9
	70	Ø14	2	0,19	7,99	0,22	8,4	16,8	20,3
	71	Ø14	2	0,19	8,41		8,6	17,2	20,8
	72	Ø14	18	0,19	5,41		5,6	100,8	121,8
	73	Ø14	2	0,19	5,11		5,3	10,6	12,8
	74	Ø14	2	0,19	4,81		5	10	12,1
	75	Ø14	12	0,19	4,41		4,6	55,2	66,7
	76	Ø14	2	0,22	2,18		2,4	4,8	5,8
	77	Ø14	4	0,22	2,15	0,22	2,59	10,36	12,5
								Total+10%:	919.9
								Ø12:	1260,1
								Ø14:	1838,2
								Total:	3098.3

DETALLE DE MALLA R-188 SOBRE LOSA NERVADA



N+10.62 3PA
Armadura transversal superior
Hor.: f'c=240 kg/cm2
fy 4200 kg/cm2
Escala: 1:100

Resumen Acero N+10.62 3PA Armadura transversal superior		Long. total (m)	Peso+10% (kg)
fy 4200	Ø14	692.1	920



N+10.62 3PA
Armadura transversal inferior
Hor.: f'c=240 kg/cm2
fy 4200 kg/cm2
Escala: 1:100

Resumen Acero N+10.62 3PA Armadura transversal inferior		Long. total (m)	Peso+10% (kg)
fy 4200	Ø12	638.2	623

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

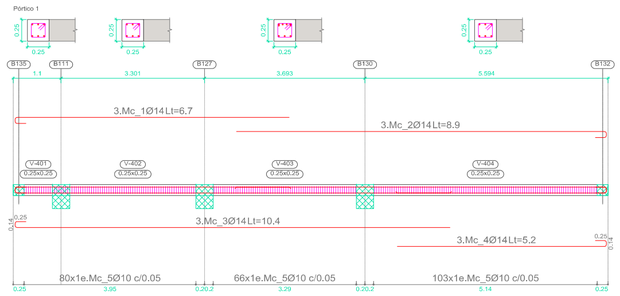
UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

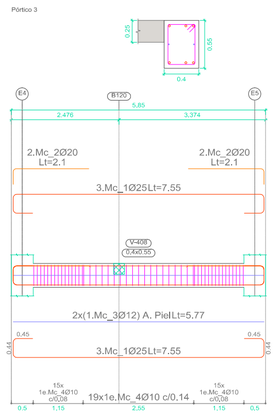
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

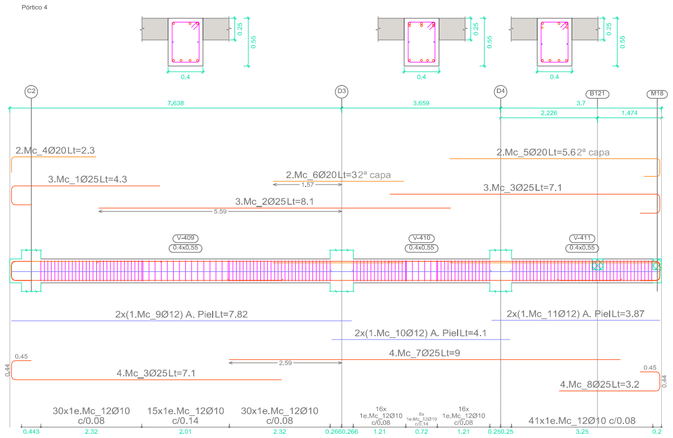
CONTENIDO: ARMADO DE LOSA PLANTA TIPO
HIERROS INFERIORES
HIERROS SUPERIORES

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 3



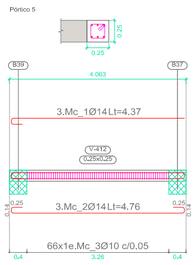


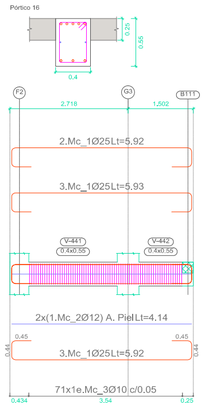


Resumen Acero Plano de pórticos		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	2425.2	1644	
	Ø12	209.3	204	
	Ø14	392.2	521	
	Ø20	82.2	223	
	Ø25	757.5	3211	5803

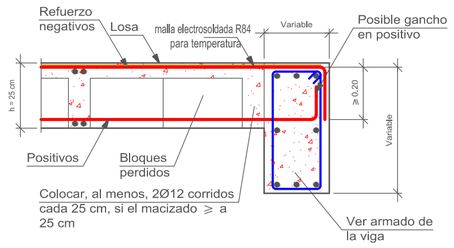
N+10.62 3PA
Despiece de vigas
Hor.: f'c=240 kg/cm2
Acero en barras: fy 4200 kg/cm2
Acero en estribos: fy 4200 kg/cm2
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:50
Escala huecos 1:50

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Pórtico 1	1	Ø14	3	6,31	6,7	20,1	24,3
	2	Ø14	3	8,51	8,9	26,7	32,3
	3	Ø14	3	10,01	10,4	31,2	37,7
	4	Ø14	3	4,81	5,2	15,6	18,8
	5	Ø10	249	0.08 / 0.16	0,8	199,2	122,8
						Total+10%:	259,5
Pórtico 2	1	Ø25	3	6,61	7,5	22,5	86,7
	2	Ø25	3	8,31	9,2	27,6	106,4
	3	Ø20	2	2,94	3,3	6,6	16,3
	4	Ø20	2	2,7	2,7	5,4	13,3
	5	Ø20	2	1,94	2,3	4,6	11,3
	6	Ø25	3	10,81	11,7	35,1	135,3
	7	Ø25	3	4,21	5,1	15,3	59,0
	8	Ø12	2	5,77	5,77	11,54	10,2
	9	Ø12	2	8,26	8,26	16,52	14,7
	10	Ø10	117	0.08 / 0.31	1,7	198,9	122,6
						Total+10%:	633,4
Pórtico 3	1	Ø25	6	5,77	7,55	45,3	174,6
	2	Ø20	4	1,74	2,1	8,4	20,7
	3	Ø12	2	5,77	5,77	11,54	10,2
	4	Ø10	49	0.08 / 0.31	1,7	83,3	51,3
						Total+10%:	282,5
Pórtico 4	1	Ø25	3	3,41	4,3	12,9	49,7
	2	Ø25	3	8,1	8,1	24,3	93,6
	3	Ø25	7	6,21	7,1	49,7	191,5
	4	Ø20	2	1,94	2,3	4,6	11,3
	5	Ø20	2	4,84	5,6	11,2	27,6
	6	Ø20	2	3	3	6	14,8
	7	Ø25	4	9	9	36	138,7
	8	Ø25	4	2,31	3,2	12,8	49,3
	9	Ø12	2	7,82	7,82	15,64	13,9
	10	Ø12	2	4,1	4,1	8,2	7,3
	11	Ø12	2	3,87	3,87	7,74	6,9
	12	Ø10	154	0.08 / 0.31	1,7	261,8	161,3
						Total+10%:	842,5
Pórtico 5	1	Ø14	3	3,98	4,37	13,11	15,8
	2	Ø14	3	3,98	4,76	14,28	17,3
	3	Ø10	66	0.08 / 0.16	0,8	52,8	32,5
						Total+10%:	72,2
Pórtico 15	1	Ø14	3	9,34	10,17	30,51	36,9
	2	Ø12	2	1,8	1,8	3,6	3,2
	3	Ø14	3	9,34	10,12	30,36	36,7
	4	Ø10	159	0.08 / 0.16	0,8	127,2	78,4
						Total+10%:	170,7





Extremo de vano sobre viga descolgada.
Losa casetonada.
Bloques perdidos.



Continuación Tabla

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Pórtico 16	1	Ø25	8	4,14	5,93	47,44	182,8
	2	Ø12	2	4,14	4,14	8,28	7,4
	3	Ø10	71	0.08 / 0.31	1,7	120,7	74,4
						Total+10%:	291,1
						Ø10:	707,7
						Ø12:	81,2
						Ø14:	241,8
						Ø20:	126,8
						Ø25:	1394,4
						Total:	2551,9

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

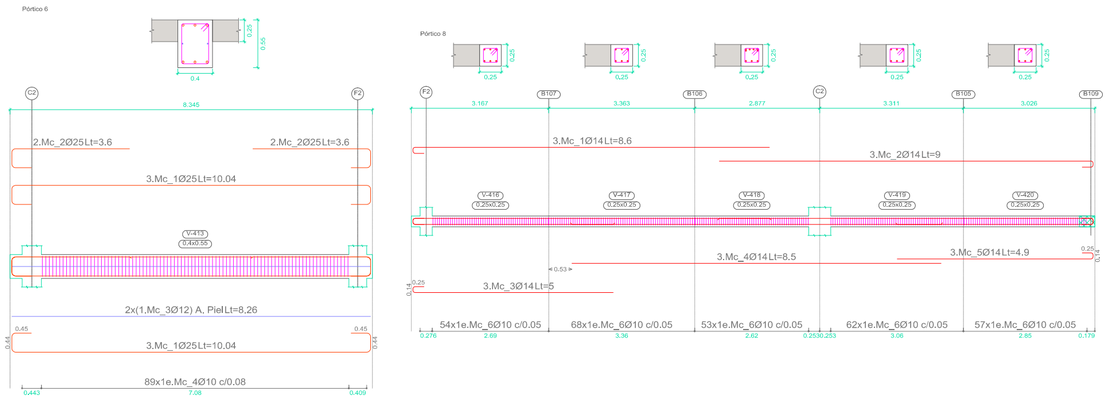
UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

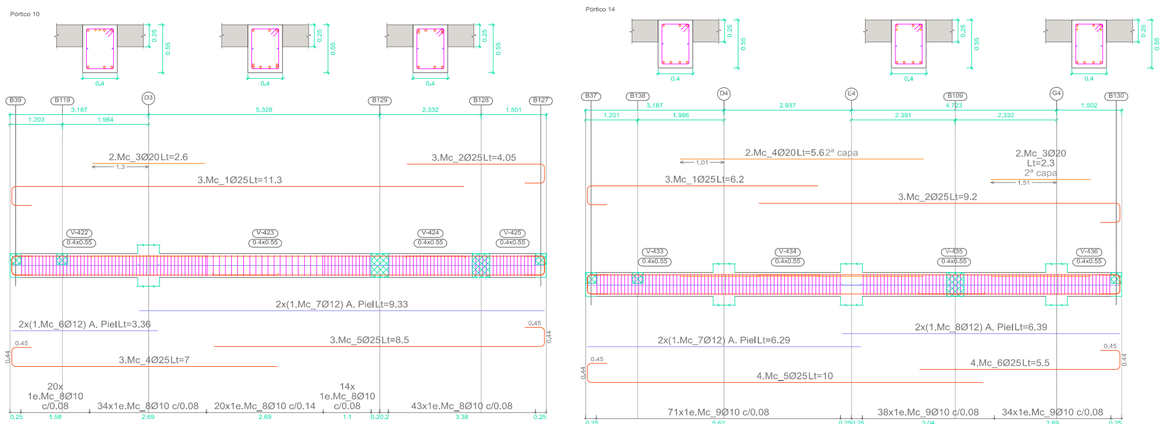
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO: ARMADO DE PORTICOS DE LOSA TIPO N+10.62

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	2 de 3





Continuación Tabla

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Pórtico 14	1	Ø25	3	5.31	6.2	18.6	71.7
	2	Ø25	3	8.31	9.2	27.6	106.4
	3	Ø20	2	2.3	2.3	4.6	11.3
	4	Ø20	2	5.6	5.6	11.2	27.6
	5	Ø25	4	9.11	10	40	154.1
	6	Ø25	4	4.61	5.5	22	84.8
	7	Ø12	2	6.29	6.29	12.58	11.2
	8	Ø12	2	6.39	6.39	12.78	11.3
	9	Ø10	143	0.46 / 0.08 / 0.31	1.7	243.1	149.8
					Total+10%:		691.0
					Ø10:		936.2
					Ø12:		123.3
					Ø14:		279.6
					Ø20:		95.8
					Ø25:		1816.4
					Total:		3251.3

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
Pórtico 6	1	Ø25	6	8.26	10.04	60.24	232.1
	2	Ø25	4	2.71	3.6	14.4	55.5
	3	Ø12	2	8.26	8.26	16.52	14.7
	4	Ø10	89	0.46 / 0.08 / 0.31	1.7	151.3	93.2
					Total+10%:		435.1
Pórtico 7	1	Ø14	8	4	4.78	38.24	46.2
	2	Ø10	60	0.16 / 0.08 / 0.16	0.8	48	29.6
					Total+10%:		83.4
Pórtico 8	1	Ø14	3	8.21	8.6	25.8	31.2
	2	Ø14	3	8.61	9	27	32.6
	3	Ø14	3	4.61	5	15	18.1
	4	Ø14	3	8.5	8.5	25.5	30.8
	5	Ø14	3	4.51	4.9	14.7	17.8
	6	Ø10	294	0.16 / 0.08 / 0.16	0.8	235.2	144.9
					Total+10%:		302.9
Pórtico 9	1	Ø25	6	7.28	9.05	54.3	209.2
	2	Ø20	4	2.09	2.45	9.8	24.2
	3	Ø12	2	7.28	7.28	14.56	12.9
	4	Ø10	59	0.46 / 0.08 / 0.31	1.7	100.3	61.8
					Total+10%:		338.9
Pórtico 10	1	Ø25	3	10.41	11.3	33.9	130.6
	2	Ø25	3	3.16	4.05	12.15	46.8
	3	Ø20	2	2.6	2.6	5.2	12.8
	4	Ø25	3	6.11	7	21	80.9
	5	Ø25	3	7.61	8.5	25.5	98.3
	6	Ø12	2	3.36	3.36	6.72	6.0
	7	Ø12	2	9.33	9.33	18.66	16.6
	8	Ø10	131	0.46 / 0.08 / 0.31	1.7	222.7	137.2
					Total+10%:		582.1
Pórtico 11	1	Ø12	4	3.42	4.13	16.52	14.7
	2	Ø14	2	1.31	1.7	3.4	4.1
	3	Ø10	42	0.16 / 0.08 / 0.16	0.8	33.6	20.7
					Total+10%:		43.5
Pórtico 12	1	Ø14	6	9.34	10.12	60.72	73.4
	2	Ø10	164	0.16 / 0.08 / 0.16	0.8	131.2	80.8
					Total+10%:		169.6
Pórtico 13	1	Ø25	3	6.76	7.65	22.95	88.4
	2	Ø25	3	7.96	8.85	26.55	102.3
	3	Ø20	2	1.94	2.3	4.6	11.3
	4	Ø25	3	10.41	11.3	33.9	130.6
	5	Ø25	3	4.26	5.15	15.45	59.5
	6	Ø12	2	4.53	4.53	9.06	8.0
	7	Ø12	2	9.41	9.41	18.82	16.7
	8	Ø10	127	0.46 / 0.08 / 0.31	1.7	215.9	133.0
					Total+10%:		604.8

N+10.62 3PA
Despiece de vigas
Hor.: f'c=240 kg/cm2
Acero en barras: fy 4200 kg/cm2
Acero en estribos: fy 4200 kg/cm2
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:50
Escala huecos 1:50

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

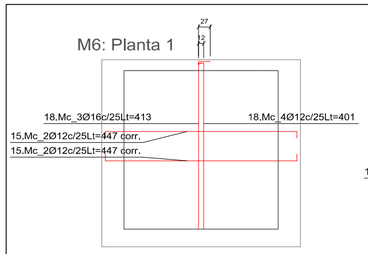
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

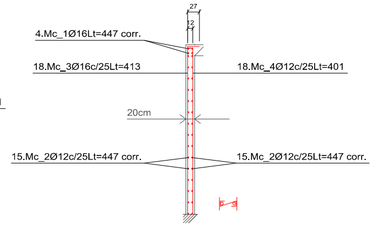
CONTENIDO: ARMADO DE PORTICOS DE LOSA TIPO N+10.62

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	3 de 3

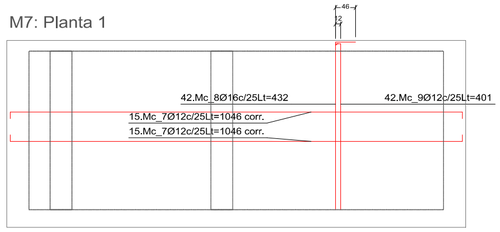
M6: Planta 1

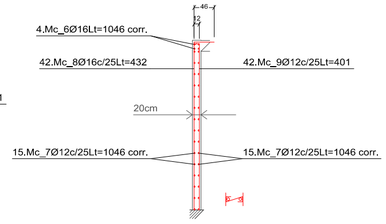




Ver despiece de zapatas

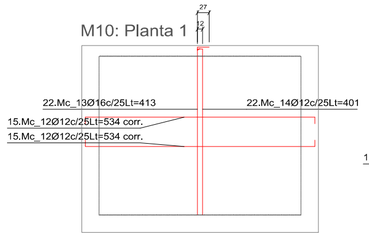
M7: Planta 1

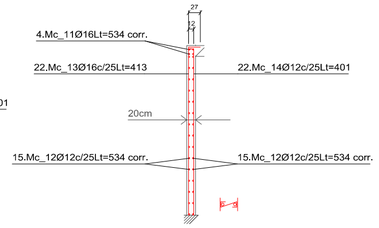




Ver despiece de zapatas

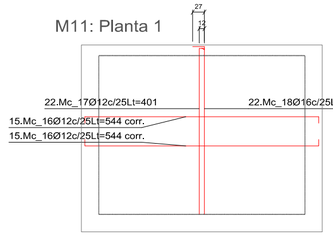
M10: Planta 1

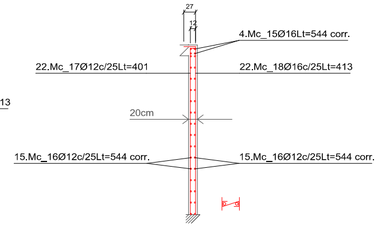




Ver despiece de zapatas

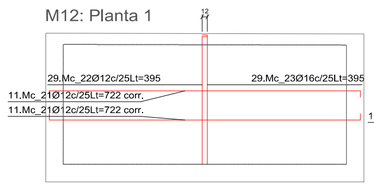
M11: Planta 1

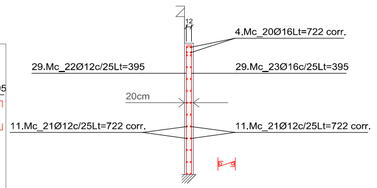




Ver despiece de zapatas

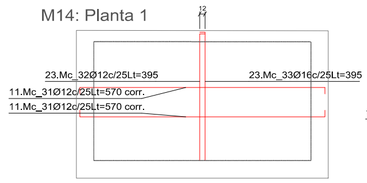
M12: Planta 1

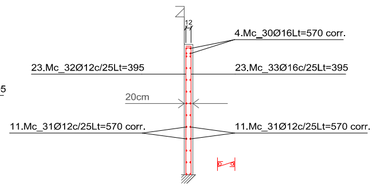




Ver despiece de zapatas

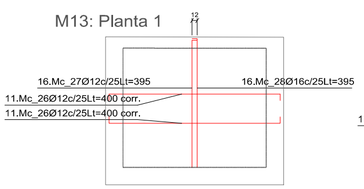
M14: Planta 1

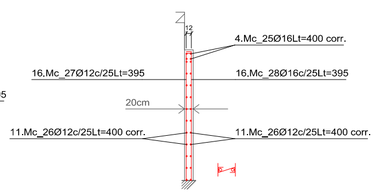




Ver despiece de zapatas

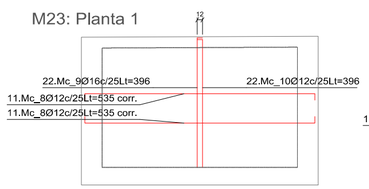
M13: Planta 1

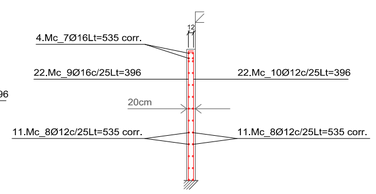




Ver despiece de zapatas

M23: Planta 1





Ver despiece de zapatas

Escala: 1:100
MAYRA 10 HORMIGON FINAL

La armadura de los muros se supone corrida. No se tienen en cuenta, ni en el dibujo, ni en el cómputo, los empalmes y los huecos.
No se detallan los refuerzos locales de los huecos.

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M6	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	17,88	28,2
	2	Ø12	30		VAR.		VAR.	134,1	119,1
	3	Ø16	18	0,27	3,86		4,13	74,34	117,4
	4	Ø12	18	0,15	3,86		4,01	72,18	64,1
	5	Ø3/8"	270		0,22		0,22	59,4	33,2
								Total+10%:	398,2
M7	6	Ø16	4		VAR.		VAR.	41,84	66,1
	7	Ø12	30		VAR.		VAR.	313,8	278,6
	8	Ø16	42	0,46	3,86		4,32	181,44	286,4
	9	Ø12	42	0,15	3,86		4,01	168,42	149,5
	10	Ø3/8"	630		0,22		0,22	138,6	77,6
								Total+10%:	944,0
M10	11	Ø16	4		VAR.		VAR.	21,36	33,7
	12	Ø12	30		VAR.		VAR.	160,2	142,2
	13	Ø16	22	0,27	3,86		4,13	90,86	143,4
	14	Ø12	22	0,15	3,86		4,01	88,22	78,3
								Total+10%:	437,4
M11	15	Ø16	4		VAR.		VAR.	21,76	34,4
	16	Ø12	30		VAR.		VAR.	163,2	144,9
	17	Ø12	22	0,15	3,86		4,01	88,22	78,3
	18	Ø16	22	0,27	3,86		4,13	90,86	143,4
	19	Ø3/8"	330		0,22		0,22	72,6	40,6
								Total+10%:	485,8
M12	20	Ø16	4		VAR.		VAR.	28,88	45,6
	21	Ø12	22		VAR.		VAR.	158,84	141,0
	22	Ø12	29	0,12	3,83		3,95	114,55	101,7
	23	Ø16	29	0,12	3,83		3,95	114,55	180,8
	24	Ø3/8"	319		0,22		0,22	70,18	39,3
								Total+10%:	559,2
M13	25	Ø16	4		VAR.		VAR.	16	25,3
	26	Ø12	22		VAR.		VAR.	88	78,1
	27	Ø12	16	0,12	3,83		3,95	63,2	56,1
	28	Ø16	16	0,12	3,83		3,95	63,2	99,8
	29	Ø3/8"	176		0,22		0,22	38,72	21,7
								Total+10%:	309,1
M14	30	Ø16	4		VAR.		VAR.	22,8	36,0
	31	Ø12	22		VAR.		VAR.	125,4	111,3
	32	Ø12	23	0,12	3,83		3,95	90,85	80,7
	33	Ø16	23	0,12	3,83		3,95	90,85	143,4
	34	Ø3/8"	253		0,22		0,22	55,66	31,2
								Total+10%:	442,9
M23	7	Ø16	4		VAR.		VAR.	21,4	33,8
	8	Ø12	22		VAR.		VAR.	117,7	104,5
	9	Ø16	22	0,12	3,84		3,96	87,12	137,5
	10	Ø12	22	0,12	3,84		3,96	87,12	77,3
	11	Ø3/8"	242		0,22		0,22	53,24	29,8
								Total+10%:	421,2
								Ø3/8":	285,6
								Ø12:	1964,6
								Ø16:	1571,7
								Total:	3821,9

P(5) Muros Sótano

Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 25 cm

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

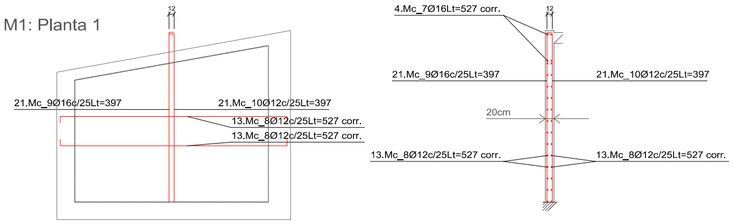
CONTENIDO:

ARMADO DE MUROS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

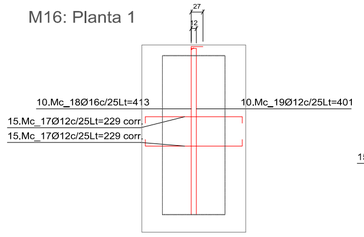
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de3

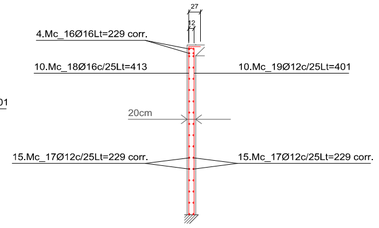
M1: Planta 1



Ver despiece de zapatas

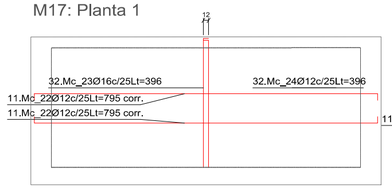
M16: Planta 1

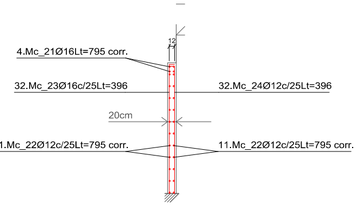




Ver despiece de zapatas

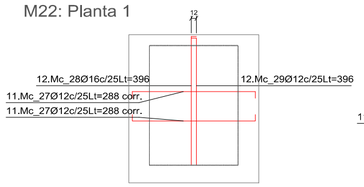
M17: Planta 1

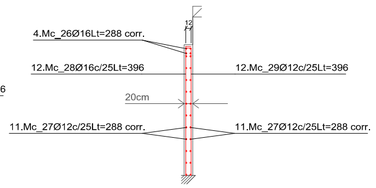




Ver despiece de zapatas

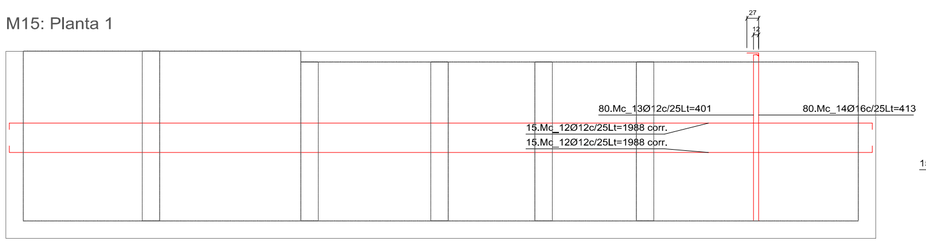
M22: Planta 1

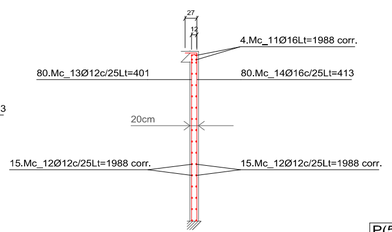




Ver despiece de zapatas

M15: Planta 1





Ver despiece de zapatas

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M21	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	8	12.6
	2	Ø12	222		VAR.		VAR.	444	394.2
	3	Ø16	16		5.4		5.4	86.4	136.4
	4	Ø3/8"	888		0.22		0.22	195.36	109.3
	5	Ø16	96		4.74		4.74	455.04	718.3
	6	Ø16	16	1.34	4.6		5.94	95.04	150.0
								Total+10%:	1672.9
M1	7	Ø16	4		VAR.		VAR.	21.08	33.3
	8	Ø12	26		VAR.		VAR.	137.02	121.7
	9	Ø16	21	0.12	3.85		3.97	83.37	131.6
	10	Ø12	21	0.12	3.85		3.97	83.37	74.0
								Total+10%:	396.7
M15	11	Ø16	4		VAR.		VAR.	79.52	125.5
	12	Ø12	30		VAR.		VAR.	596.4	529.5
	13	Ø12	80	0.15	3.86		4.01	320.8	284.8
	14	Ø16	80	0.27	3.86		4.13	330.4	521.6
	15	Ø3/8"	1200		0.22		0.22	264	147.8
								Total+10%:	1770.1
M16	16	Ø16	4		VAR.		VAR.	9.16	14.5
	17	Ø12	30		VAR.		VAR.	68.7	61.0
	18	Ø16	10	0.27	3.86		4.13	41.3	65.2
	19	Ø12	10	0.15	3.86		4.01	40.1	35.6
	20	Ø3/8"	150		0.22		0.22	33	18.5
								Total+10%:	214.3
M17	21	Ø16	4		VAR.		VAR.	31.8	50.2
	22	Ø12	22		VAR.		VAR.	174.9	155.3
	23	Ø16	32	0.12	3.84		3.96	126.72	200.0
	24	Ø12	32	0.12	3.84		3.96	126.72	112.5
	25	Ø3/8"	352		0.22		0.22	77.44	43.3
								Total+10%:	617.4
M22	26	Ø16	4		VAR.		VAR.	11.52	18.2
	27	Ø12	22		VAR.		VAR.	63.36	56.3
	28	Ø16	12	0.12	3.84		3.96	47.52	75.0
	29	Ø12	12	0.12	3.84		3.96	47.52	42.2
	30	Ø3/8"	132		0.22		0.22	29.04	16.3
								Total+10%:	228.8
								Ø3/8":	368.7
								Ø12:	2053.9
								Ø16:	2477.6
								Total:	4900.2

Resumen Acero Muros de hormigón armado		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø3/8"	1714.0	1055	
	Ø12	5496.3	5368	
	Ø16	4505.4	7824	14247

Escala: 1:100

MAYRA 10 HORMIGON FINAL

La armadura de los muros se supone corrida. No se tienen en cuenta, ni en el dibujo, ni en el cómputo, los empalmes y los huecos.
No se detallan los refuerzos locales de los huecos.

P(5) Muros Sótano

Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 25 cm

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

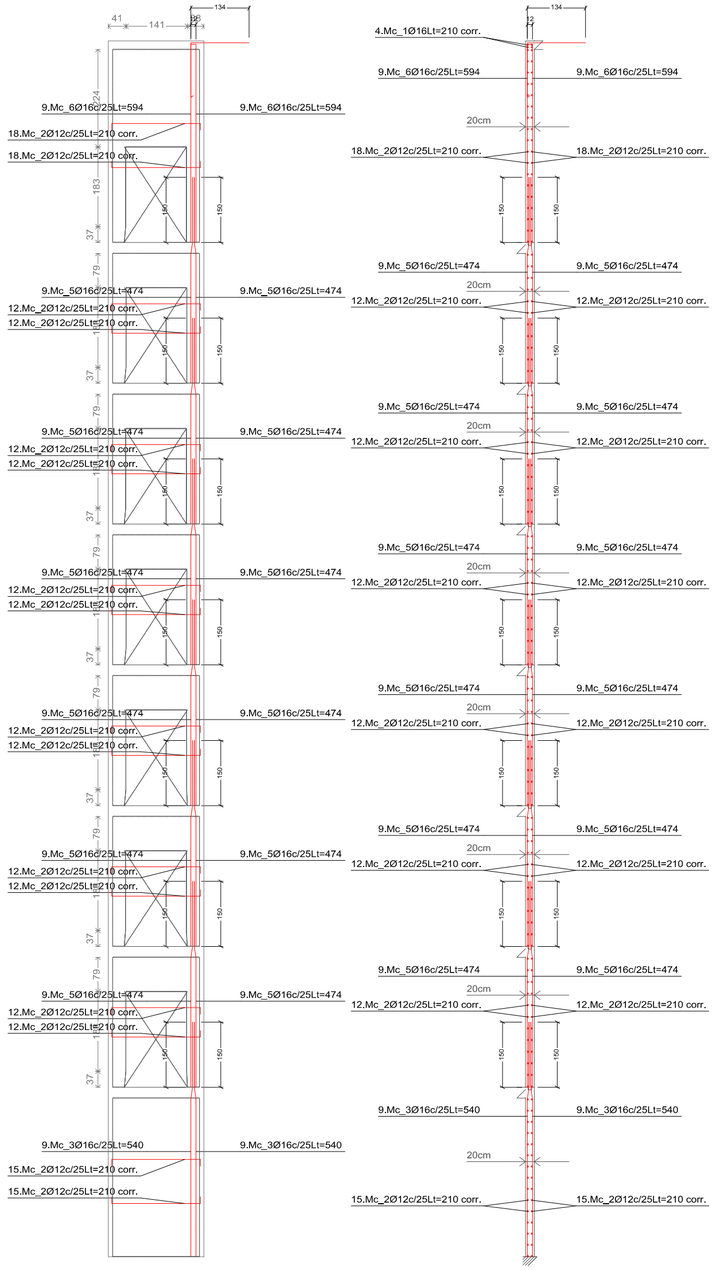
UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO: ARMADO DE MUROS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

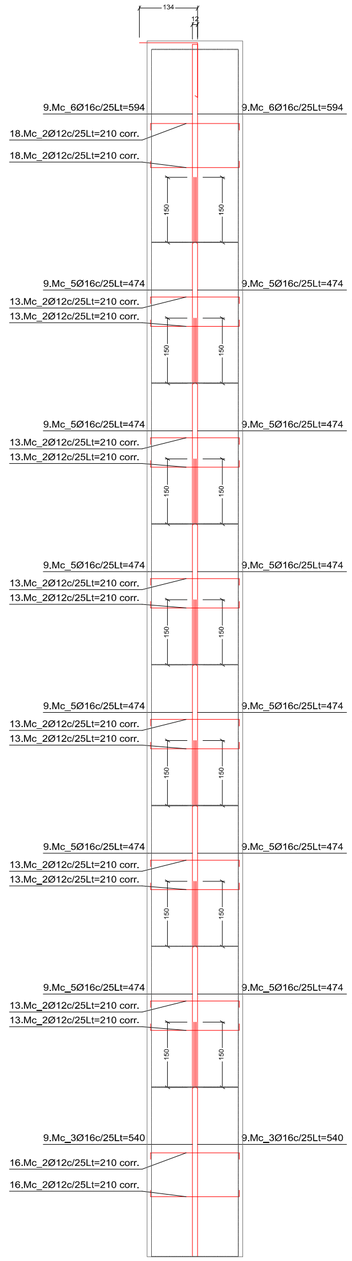
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	2 de 3

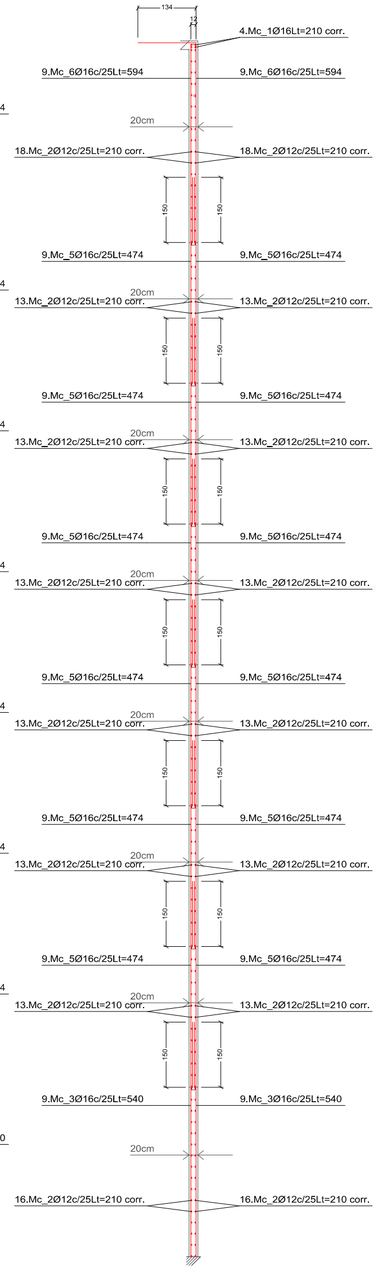


M18: Plantas 1 a 8

P(4) Muro Ascensor

Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 25 cm





M19, M20, M21: Plantas 1 a 8

P(4) Muro Ascensor

Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 25 cm

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M18	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	8,4	13,3
	2	Ø12	210		VAR.		VAR.	441	391.5
	3	Ø16	18		5,4		5,4	97,2	153,4
	4	Ø3/8"	945		0,22		0,22	207.9	116,4
	5	Ø16	108		4,74		4,74	511,92	808,1
	6	Ø16	18	1,34	4,6		5,94	106,92	168,8
								Total+10%:	1816,7
								Ø3/8":	128,1
								Ø12:	430,6
								Ø16:	1258,0
								Total:	1816,7

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M19	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	8,4	13,3
	2	Ø12	224		VAR.		VAR.	470.4	417,6
	3	Ø16	18		5,4		5,4	97,2	153,4
	4	Ø3/8"	1008		0,22		0,22	221,76	124,1
	5	Ø16	108		4,74		4,74	511,92	808,1
	6	Ø16	18	1,34	4,6		5,94	106,92	168,8
								Total+10%:	1853,8
								Ø3/8":	136,5
								Ø12:	459,3
								Ø16:	1258,0
								Total:	1853,8

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M20	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	8,4	13,3
	2	Ø12	224		VAR.		VAR.	470,4	417,6
	3	Ø16	18		5,4		5,4	97,2	153,4
	4	Ø3/8"	1008		0,22		0,22	221,76	124,1
	5	Ø16	108		4,74		4,74	511,92	808,1
	6	Ø16	18	1,34	4,6		5,94	106,92	168,8
								Total+10%:	1853,8
								Ø3/8":	136,5
								Ø12:	459,3
								Ø16:	1258,0
								Total:	1853,8

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M21	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	8,4	13,3
	2	Ø12	224		VAR.		VAR.	470,4	417,6
	3	Ø16	18		5,4		5,4	97,2	153,4
	4	Ø3/8"	1008		0,22		0,22	221,76	124,1
	5	Ø16	108		4,74		4,74	511,92	808,1
	6	Ø16	18	1,34	4,6		5,94	106,92	168,8
								Total+10%:	1853,8
								Ø3/8":	136,5
								Ø12:	459,3
								Ø16:	1258,0
								Total:	1853,8

Escala: 1:100
MAYRA 10 HORMIGON FINAL

La armadura de los muros se supone corrida. No se tienen en cuenta, ni en el dibujo, ni en el cómputo, los empalmes y los huecos.
No se detallan los refuerzos locales de los huecos.

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

ARMADO DE MUROS - MURO ASCENSOR

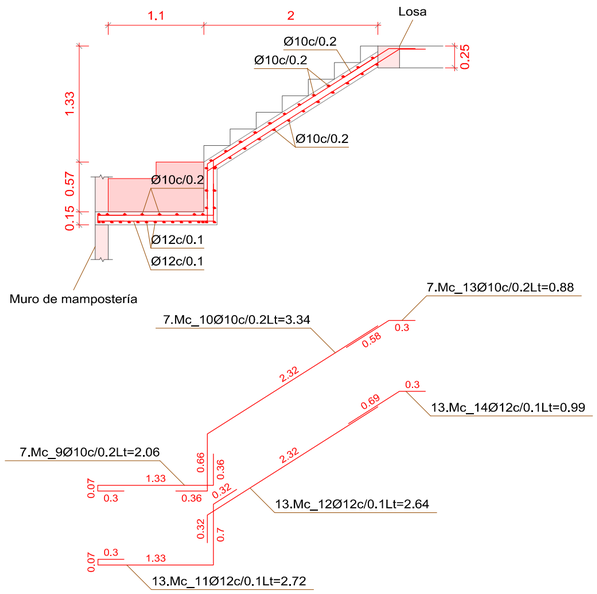
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	3 de 3

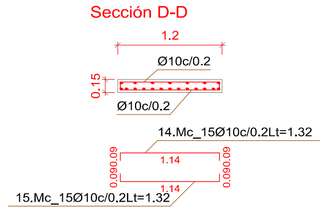
ESCALERA TIPO 1

ESCENTPIS		
Geometría	Ancho	1.200 m
	Espesor	0.15 m
	Huella	0.300 m
	Contrahuella	0.191 m
	Desnivel que salva	3.24 m
	Nº de escalones	17
	Tramos consecutivos iguales	6
	Planta final	N+20.34 6PA
	Planta inicial	N+0.90 PB
Cargas	Peso propio	0.375 t/m2
	Peldañeado (Hormigonado con la losa)	0.201 t/m2
	Solado	0.100 t/m2
	Barandillas	0.300 t/m
	Sobrecarga de uso	0.480 t/m2
Materiales	Hormigón	f'c=240
	Acero	fy 4200 kg/cm2
	Rec. geométrico	2.5 cm

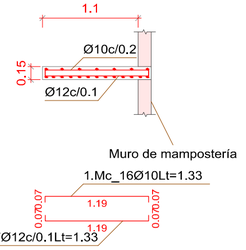
Sección C-C



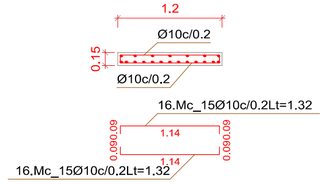
Sección D-D



Sección E-E

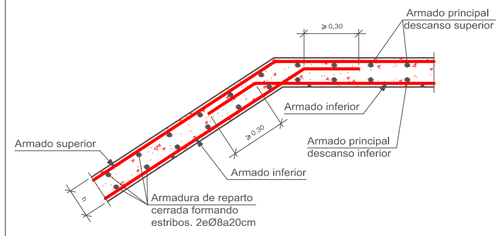


Sección F-F

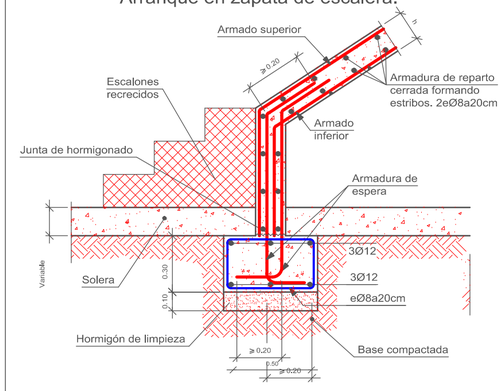


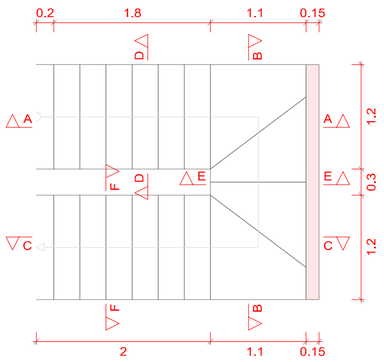
Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
ESCALERAPISOT-ESCENTPIS	1	Ø10	7		0.64		0.64	4.48	2.8
	2	Ø10	7		4.2		4.2	29.4	18.1
	3	Ø12	13		3.15		3.15	40.95	36.4
	4	Ø12	13		1.68		1.68	21.84	19.4
	5	Ø10	7		0.65		0.65	4.55	2.8
	6	Ø12	13		0.7		0.7	9.1	8.1
	7	Ø10	7		2.82		2.82	19.74	12.2
	8	Ø12	13		2.82		2.82	36.66	32.5
	9	Ø10	7		2.06		2.06	14.42	8.9
	10	Ø10	7		3.34		3.34	23.38	14.4
	11	Ø12	13		2.72		2.72	35.36	31.4
	12	Ø12	13		2.64		2.64	34.32	30.5
	13	Ø10	7		0.88		0.88	6.16	3.8
	14	Ø12	13		0.99		0.99	12.87	11.4
	15	Ø10	61		1.32		1.32	80.52	49.6
	16	Ø10	1		1.33		1.33	1.33	0.8
	17	Ø12	3		1.33		1.33	3.99	3.5
								Total+10%: (x6):	315.3 1891.8

Final de losa escalera en descanso.

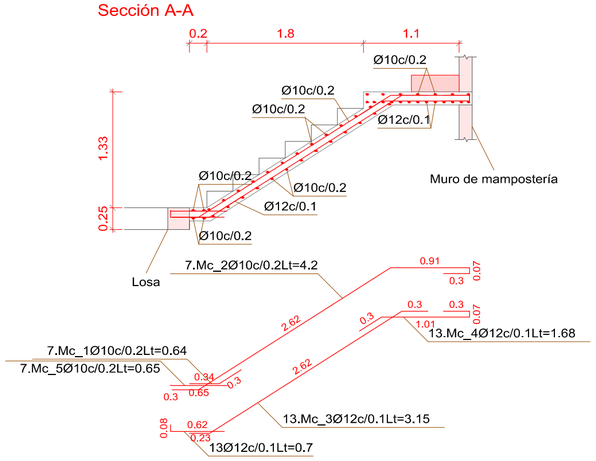


Arranque en zapata de escalera.

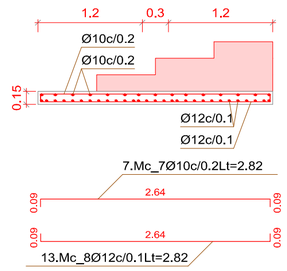




Sección A-A



Sección B-B



Escala 1:50

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

ARMADO DE ESCALERA TIPO 1

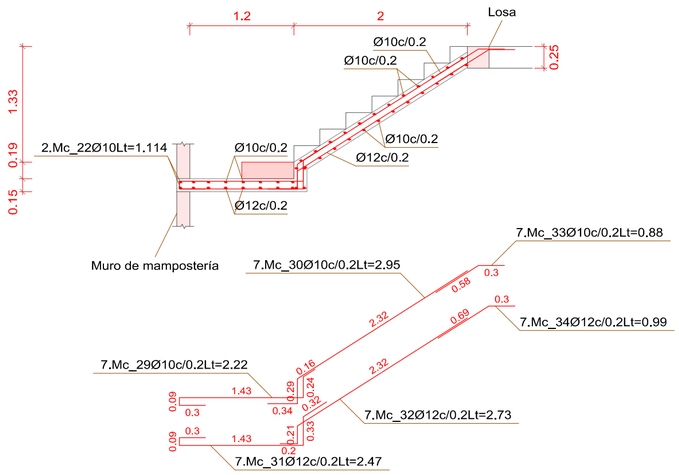
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 3

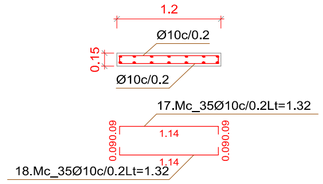
ESCALERA TIPO 2-SUBSUELO

ESCSUBSUELO		
Geometría	Ancho	1.200 m
	Espesor	0.15 m
	Huella	0.300 m
	Contrahuella	0.191 m
	Desnivel que salva	3.90 m
	Nº de escalones	18
	Planta final	N+0.90 PB
	Planta inicial	Fundación
Cargas	Peso propio	0.375 t/m2
	Peldañeado (Hormigonado con la losa)	0.201 t/m2
	Solado	0.100 t/m2
	Barandillas	0.300 t/m
	Sobrecarga de uso	0.480 t/m2
Materiales	Hormigón	f'c=240
	Acero	fy 4200 kg/cm2
	Rec. geométrico	2,5 cm

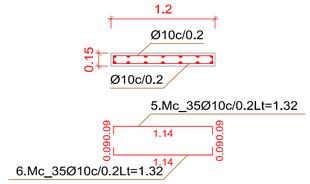
Sección C-C



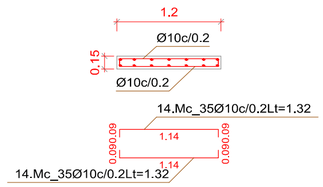
Sección D-D



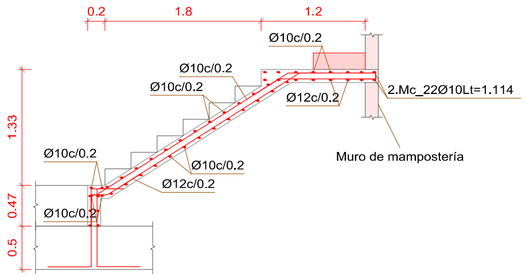
Sección E-E

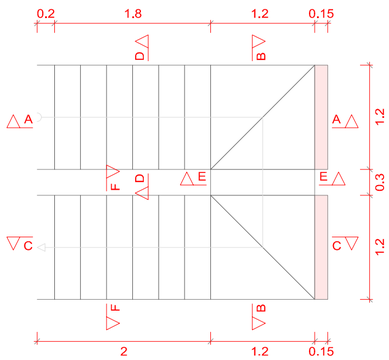


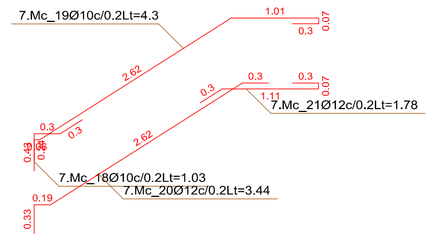
Sección F-F

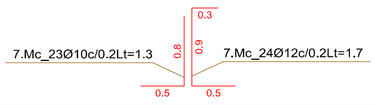


Sección A-A

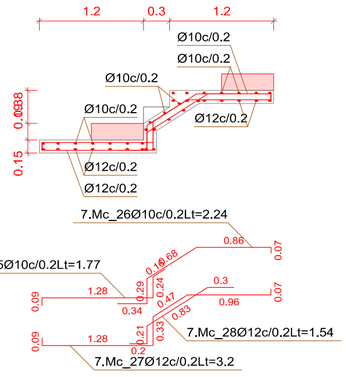






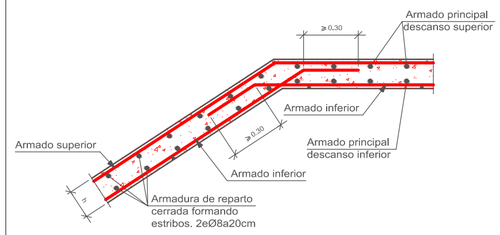


Sección B-B

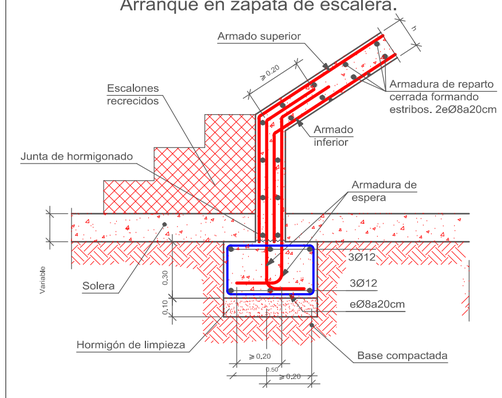


Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
ESCALERAPISOT =ESCSUBSUELO	18	Ø10	7		1.03		1.03	7.21	4.4
	19	Ø10	7		4.3		4.3	30.1	18.5
	20	Ø12	7		3.44		3.44	24.08	21.4
	21	Ø12	7		1.78		1.78	12.46	11.1
	22	Ø10	4		1.11		1.11	4.44	2.7
	23	Ø10	7		1.3		1.3	9.1	5.6
	24	Ø12	7		1.7		1.7	11.9	10.6
	25	Ø10	7		1.77		1.77	12.39	7.6
	26	Ø10	7		2.24		2.24	15.68	9.7
	27	Ø12	7		3.2		3.2	22.4	19.9
	28	Ø12	7		1.54		1.54	10.78	9.6
	29	Ø10	7		2.22		2.22	15.54	9.6
	30	Ø10	7		2.95		2.95	20.65	12.7
	31	Ø12	7		2.47		2.47	17.29	15.4
	32	Ø12	7		2.73		2.73	19.11	17.0
	33	Ø10	7		0.88		0.88	6.16	3.8
	34	Ø12	7		0.99		0.99	6.93	6.2
	35	Ø10	74		1.32		1.32	97.68	60.2
								Total+10%:	270.6
								Ø10:	896.5
								Ø12:	1265.9
								Total:	2162.4

Final de losa escalera en descanso.



Arranque en zapata de escalera.



Escala 1:50

Resumen Acero ESCALERAPISOT		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	1322.8	897	
	Ø12	1295.5	1265	2162

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

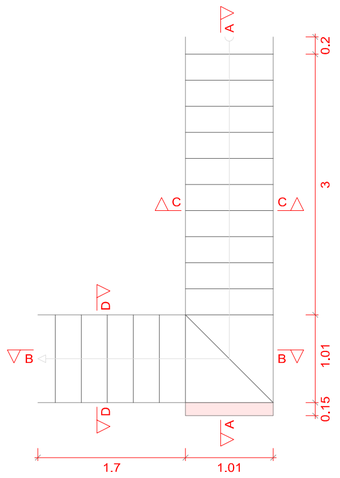
CONTENIDO: ARMADO DE ESCALERA TIPO 1 DE SUB-SUELO

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

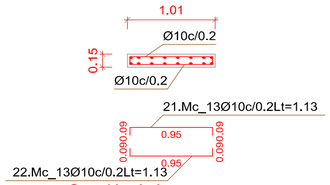
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	2 de 3

ESCALERA TIPO 2

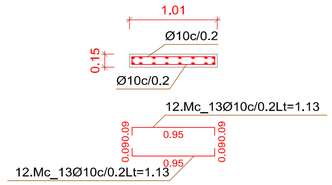
Tramo 1		
Geometría	Ancho	1.010 m
	Espesor	0.15 m
	Huella	0.300 m
	Contrahuella	0.180 m
	Desnivel que salva	3.24 m
	Nº de escalones	18
	Planta final	N+4.14 1PA
	Planta inicial	N+0.90 PB
Cargas	Peso propio	0.375 t/m2
	Peldañeado (Hormigonado con la losa)	0.193 t/m2
	Solado	0.100 t/m2
	Barandillas	0.300 t/m
	Sobrecarga de uso	0.480 t/m2
Materiales	Hormigón	f'c=240
	Acero	fy 4200 kg/cm2
	Rec. geométrico	2.5 cm



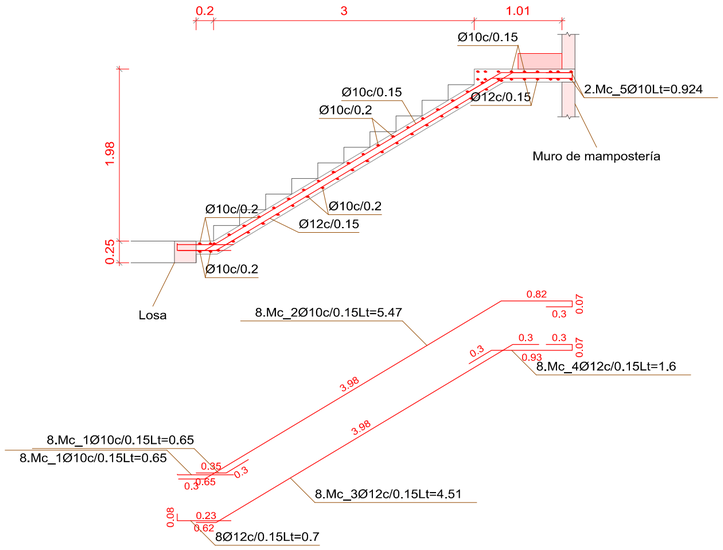
Sección C-C



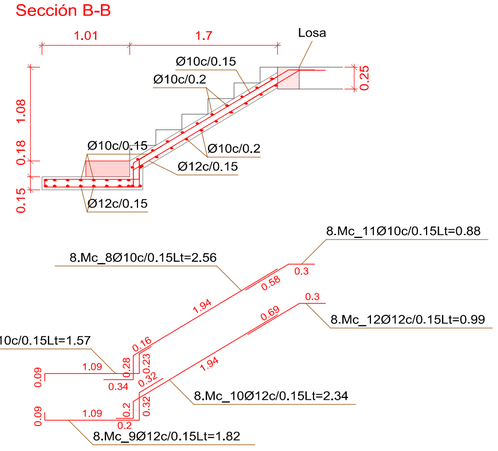
Sección D-D



Sección A-A

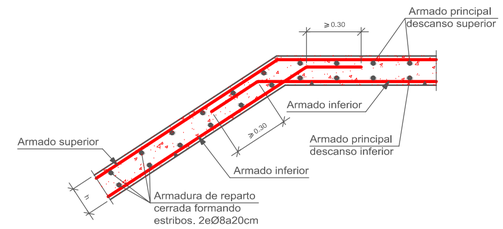


Sección B-B

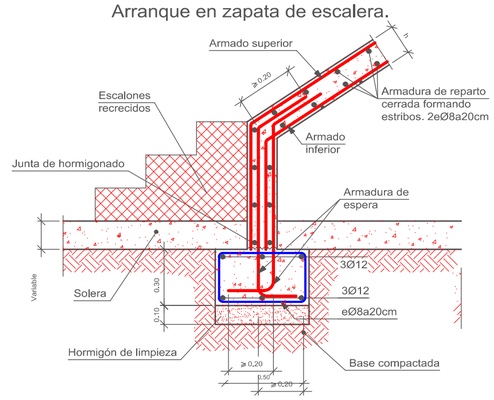


Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
ESCALERARES-Tramo 1	1	Ø10	16		0,65		0,65	10,4	6,4
	2	Ø10	8		5,47		5,47	43,76	27,0
	3	Ø12	8		4,51		4,51	36,08	32,0
	4	Ø12	8		1,6		1,6	12,8	11,4
	5	Ø10	2		0,92		0,92	1,84	1,1
	6	Ø12	8		0,7		0,7	5,6	5,0
	7	Ø10	8		1,57		1,57	12,56	7,7
	8	Ø10	8		2,56		2,56	20,48	12,6
	9	Ø12	8		1,82		1,82	14,56	12,9
	10	Ø12	8		2,34		2,34	18,72	16,6
	11	Ø10	8		0,88		0,88	7,04	4,3
	12	Ø12	8		0,99		0,99	7,92	7,0
	13	Ø10	67		1,13		1,13	75,71	46,7
								Total+10%:	209,8
								Ø10:	116,4
								Ø12:	93,4
								Total:	209,8

Final de losa escalera en descanso.



Arranque en zapata de escalera.



Resumen Acero ESCALERARES		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	171.8	116	
	Ø12	95.7	93	209

Escala 1:50

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628
UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

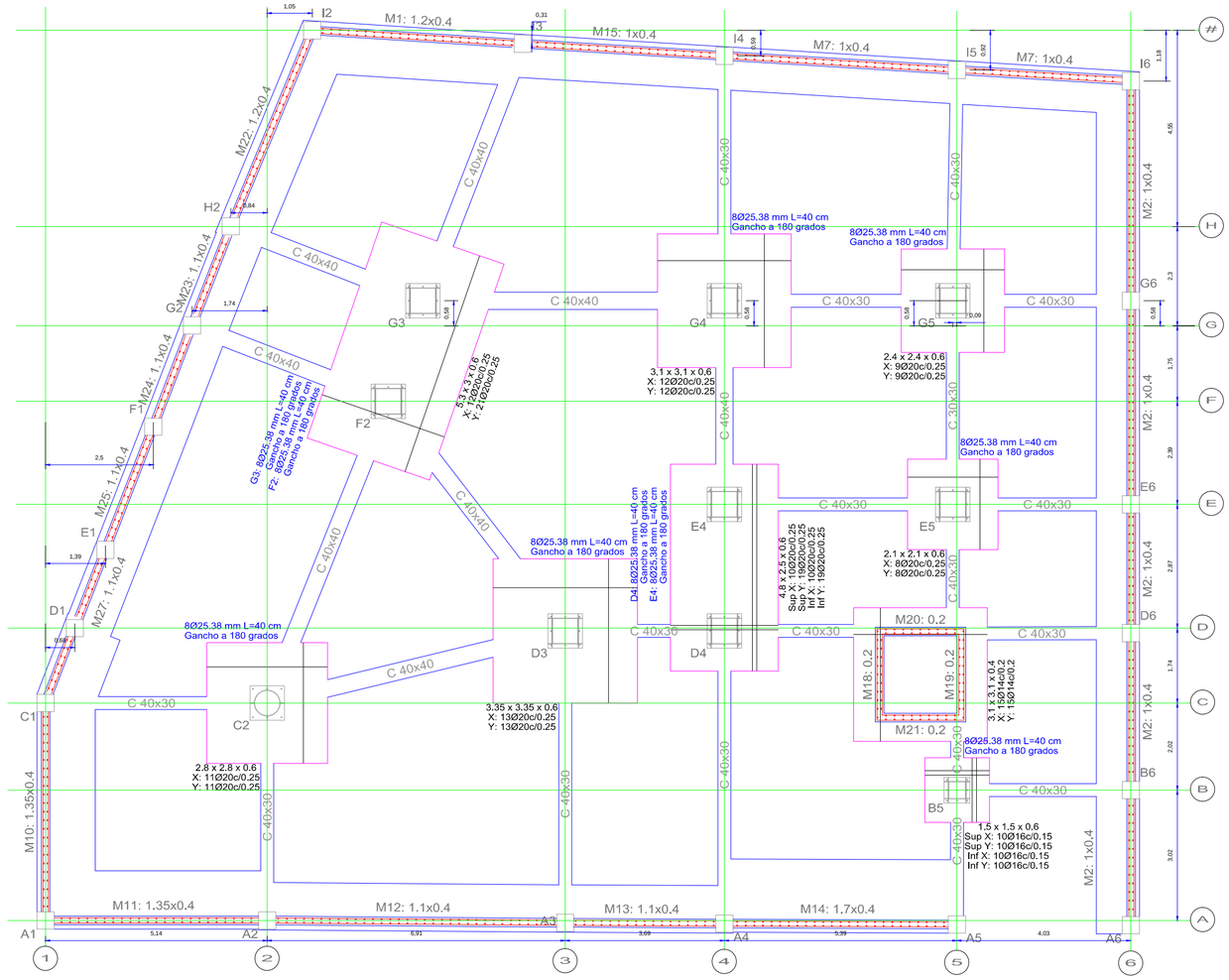
ARMADO DE ESCALERA TIPO 2 LOCAL COMERCIAL

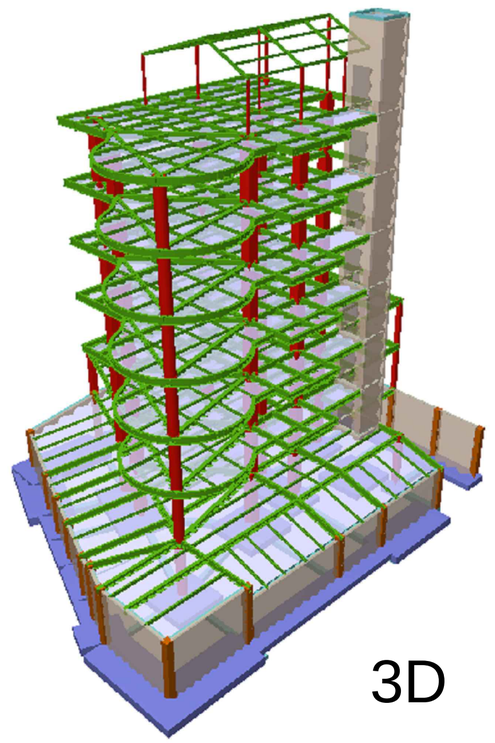
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	3 de 3

Fundación
Despiece fundación
Hor.: f'c=240 kg/cm2
Escala: 1:100

Arranques
nØxx(aa+bb+cc)





3D

Resumen Acero Fundación Despiece fundación		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	2558.4	1734	
	Ø12	1811.7	1769	
	Ø14	102.9	137	
	Ø16	2162.4	3755	
	Ø18	605.9	1332	
	Ø20	1089.4	2956	11683

CUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDACIÓN

Referencias	Dimensiones (m)	Altura (m)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup. X	Armado sup. Y
B5	1.5x1.5	0.6	10Ø16c/0.15	10Ø16c/0.15	10Ø16c/0.15	10Ø16c/0.15
C2	2.8x2.8	0.6	11Ø20c/0.25	11Ø20c/0.25		
D3	3.35x3.35	0.6	13Ø20c/0.25	13Ø20c/0.25		
E5	2.1x2.1	0.6	8Ø20c/0.25	8Ø20c/0.25		
G4	3.1x3.1	0.6	12Ø20c/0.25	12Ø20c/0.25		
G5	2.4x2.4	0.6	9Ø20c/0.25	9Ø20c/0.25		
(D4-E4)	4.8x2.5	0.6	10Ø20c/0.25	19Ø20c/0.25	10Ø20c/0.25	19Ø20c/0.25
(G3-F2)	5.3x3	0.6	12Ø20c/0.25	21Ø20c/0.25		
(M18-M19-M20-M21)	3.1x3.1	0.4	15Ø14c/0.2	15Ø14c/0.2		

Cuadro de arranques

Referencias	Armados Esquinas	Armados Cara X	Armados Cara Y	Pernos de Placas de Anclaje	Dimensión de Placas de Anclaje
A1 y I6	4Ø16 (50+32+254)	2Ø16 (50+32+254)	2Ø16 (50+32+254)		
A2 y I2	4Ø16 (50+32+208)	2Ø16 (50+32+208)	2Ø16 (50+32+208)		
A3 y A4	4Ø16 (50+32+197)	2Ø16 (50+32+197)	2Ø16 (50+32+197)		
A5	4Ø16 (50+32+199)	2Ø16 (50+32+199)	2Ø16 (50+32+199)		
A6 y B6	4Ø16 (50+32+260)	2Ø16 (50+32+260)	2Ø16 (50+32+260)		
B5				8Ø25.38 mm L=40 cm	600x600x22 (mm)
C1, D6, E6, G6, I3 y I5	4Ø16 (50+32+243)	2Ø16 (50+32+243)	2Ø16 (50+32+243)		
C2, D3, D4, E4, E5, F2, G3, G4 y G5				8Ø25,38 mm L=40 cm	800x800x30 (mm)
D1	4Ø16 (50+32+209)	2Ø16 (50+32+209)	2Ø16 (50+32+209)		
E1, F1, G2 y H2	4Ø16 (50+32+200)	2Ø16 (50+32+200)	2Ø16 (50+32+200)		
I4	4Ø16 (50+32+240)	2Ø16 (50+32+240)	2Ø16 (50+32+240)		

Tabla de vigas de atado

‹0.3› ↕0.4	C 40x30 Arm. sup.: 3Ø18 Arm. inf.: 3Ø18 Estribos: 1xØ10c/0.1	←0.4→ ↕0.4 C 40x40 Arm. sup.: 3Ø20 Arm. inf.: 3Ø20 Arm. piel: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ10c/0.1
‹0.3› ↕0.3	C 30x30 Arm. sup.: 3Ø16 Arm. inf.: 3Ø16 Estribos: 1xØ10c/0.1	

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

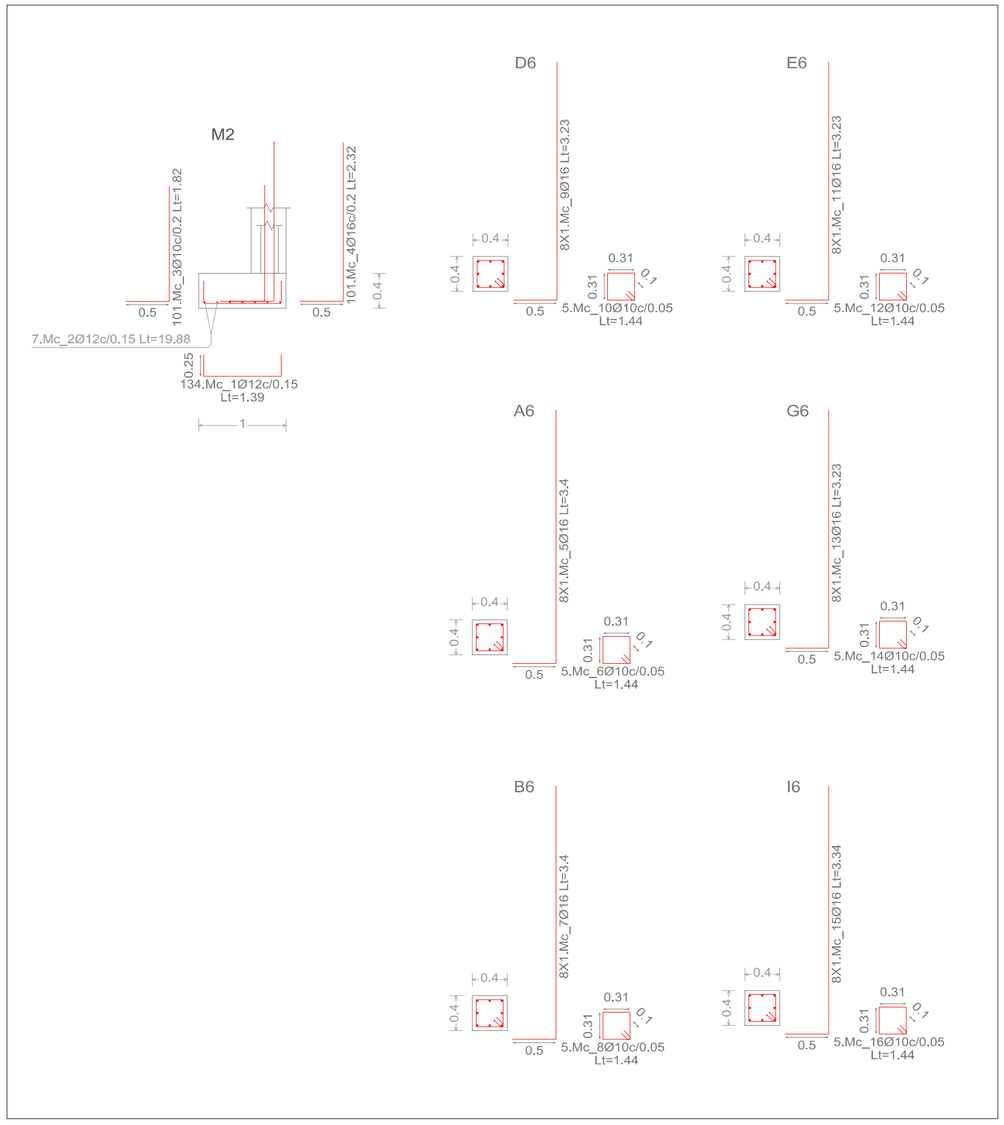
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

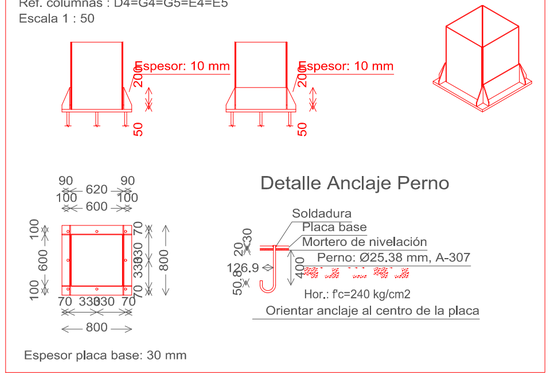
ARMADO DE CIMIENTOS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 10

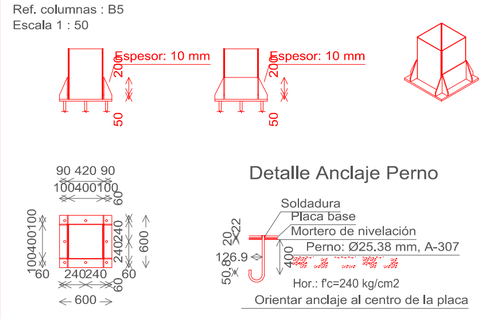


Dimensiones Placa = 800x800x30 mm (ASTM A 36 36 ksi)
Pernos = 8Ø25.38 mm, A-307
Ref. columnas : D4=G4=G5=E4=E5
Escala 1 : 50



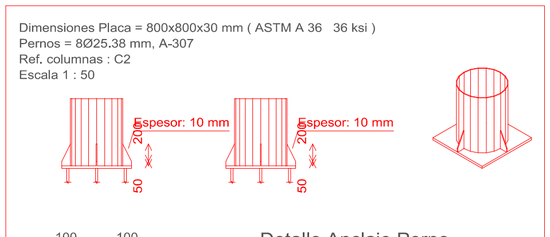
Espesor placa base: 30 mm

Dimensiones Placa = 600x600x22 mm (ASTM A 36 36 ksi)
Pernos = 8Ø25.38 mm, A-307
Ref. columnas : B5
Escala 1 : 50



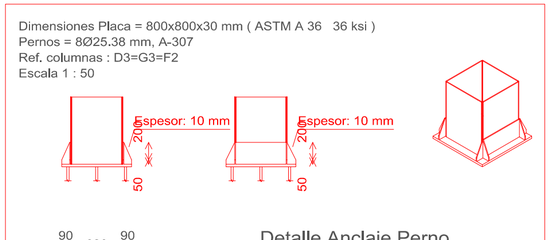
Espesor placa base: 22 mm

Dimensiones Placa = 800x800x30 mm (ASTM A 36 36 ksi)
Pernos = 8Ø25.38 mm, A-307
Ref. columnas : C2
Escala 1 : 50



Espesor placa base: 30 mm

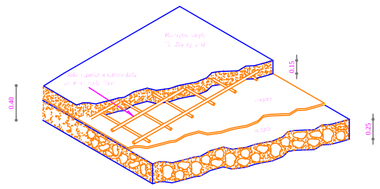
Dimensiones Placa = 800x800x30 mm (ASTM A 36 36 ksi)
Pernos = 8Ø25.38 mm, A-307
Ref. columnas : D3=G3=F2
Escala 1 : 50



Espesor placa base: 30 mm

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M2	1	Ø12	134	0.25	0.89	0.25	1.39	186.26	165.4
	2	Ø12	7		19.88		19.88	139.16	123.6
	3	Ø10	101		1.32	0.5	1.82	183.82	113.3
	4	Ø16	101		1.82	0.5	2.32	234.32	369.9
	5	Ø16	8	0.5	2.9		3.4	27.2	42.9
	6	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	7	Ø16	8	0.5	2.9		3.4	27.2	42.9
	8	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	9	Ø16	8	0.5	2.73		3.23	25.84	40.8
	10	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	11	Ø16	8	0.5	2.73		3.23	25.84	40.8
	12	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	13	Ø16	8	0.5	2.73		3.23	25.84	40.8
	14	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	15	Ø16	8	0.5	2.84		3.34	26.72	42.2
	16	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	1153.9
								Ø10:	153.7
								Ø12:	317.9
								Ø16:	682.3
								Total:	1153.9

Resumen Acero Fundación Despiece fundación		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	2558.4	1734	
	Ø12	1811.7	1769	
	Ø14	102.9	137	
	Ø16	2162.4	3755	
	Ø18	605.9	1332	
	Ø20	1089.4	2956	11683



DETALLE DE CONTRAPISO SOTANO

ESCALA: .....S/E

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

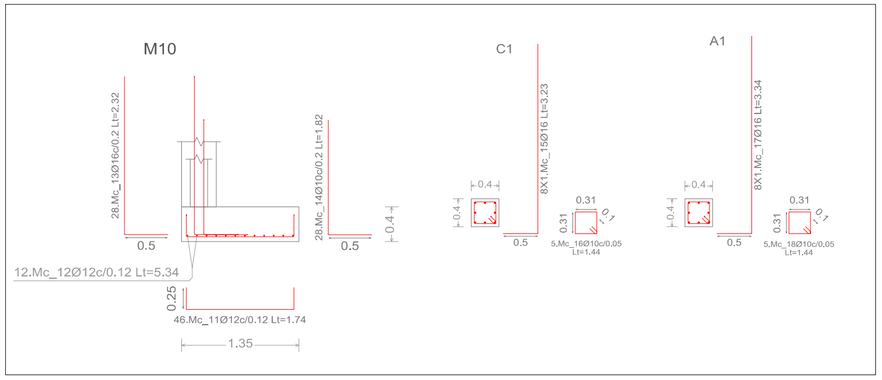
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

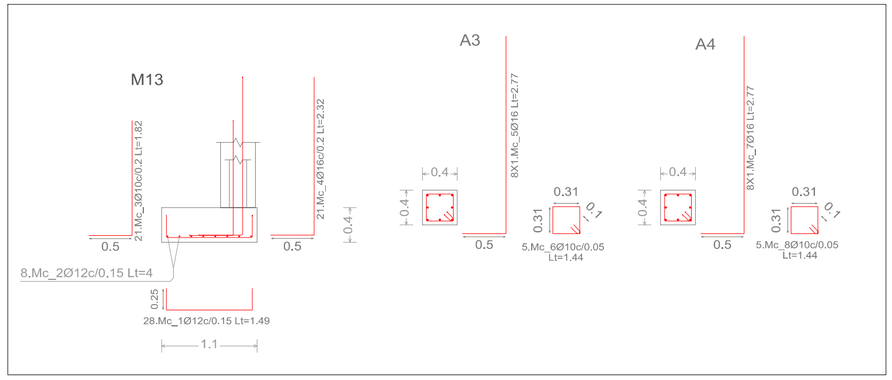
CONTENIDO:

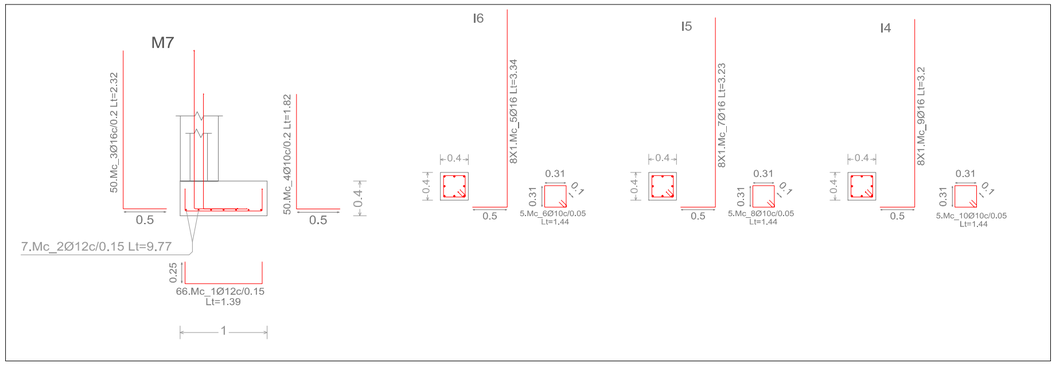
ARMADO DE CIMIENTOS

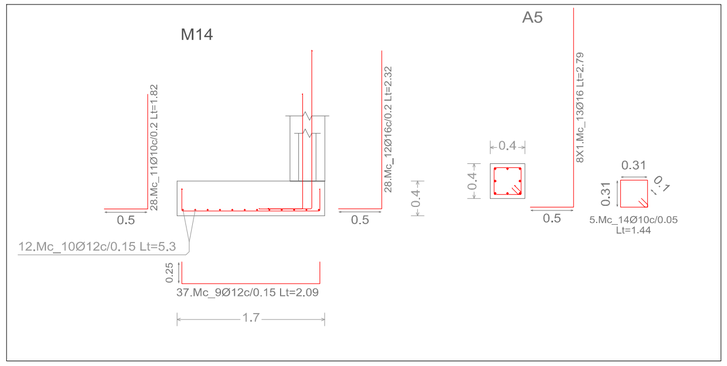
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

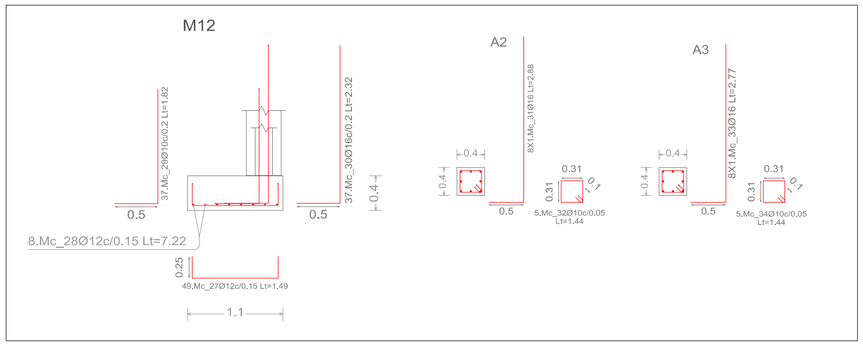
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	2 de 10

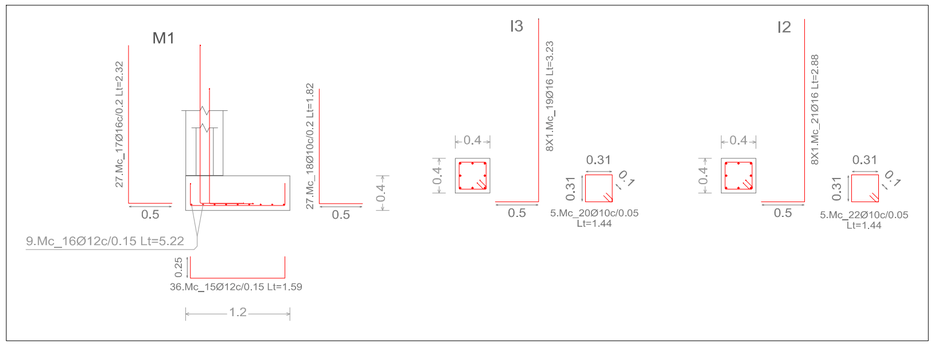


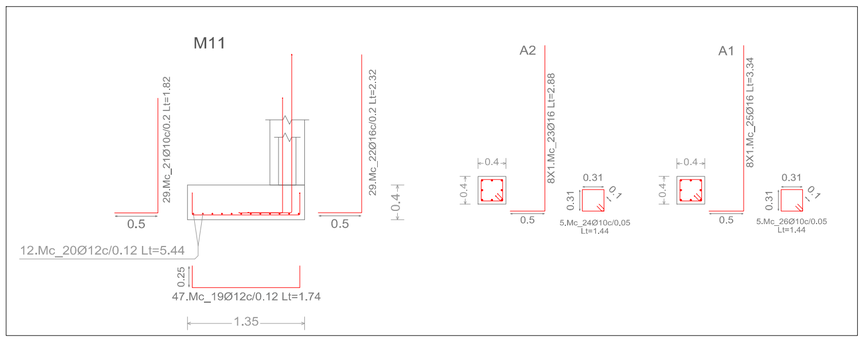


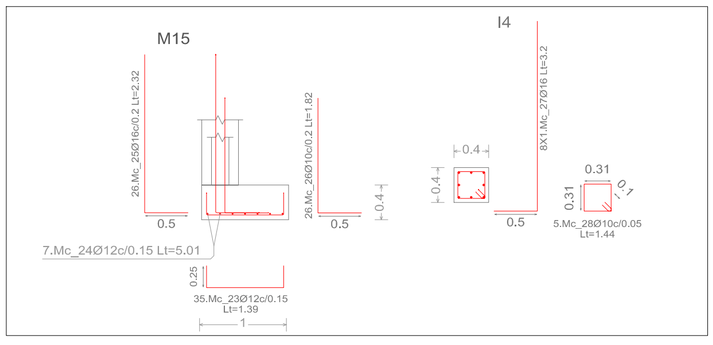












Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M7	1	Ø12	66	0,25	0,89	0,25	1,39	91,74	81,4
	2	Ø12	7		9,77		9,77	68,39	60,7
	3	Ø16	50		1,82	0,5	2,32	116	183,1
	4	Ø10	50		1,32	0,5	1,82	91	56,1
	5	Ø16	8	0,5	2,84		3,34	26,72	42,2
	6	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	7	Ø16	8	0,5	2,73		3,23	25,84	40,8
	8	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	9	Ø16	8	0,5	2,7		3,2	25,6	40,4
	10	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	569,7
M10	11	Ø12	46	0,25	1,24	0,25	1,74	80,04	71,1
	12	Ø12	12		5,34		5,34	64,08	56,9
	13	Ø16	28		1,82	0,5	2,32	64,96	102,5
	14	Ø10	28		1,32	0,5	1,82	50,96	31,4
	15	Ø16	8	0,5	2,73		3,23	25,84	40,8
	16	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	17	Ø16	8	0,5	2,84		3,34	26,72	42,2
	18	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	389,1
M11	19	Ø12	47	0,25	1,24	0,25	1,74	81,78	72,6
	20	Ø12	12		5,44		5,44	65,28	58,0
	21	Ø10	29		1,32	0,5	1,82	52,78	32,5
	22	Ø16	29		1,82	0,5	2,32	67,28	106,2
	23	Ø16	8	0,5	2,38		2,88	23,04	36,4
	24	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	25	Ø16	8	0,5	2,84		3,34	26,72	42,2
	26	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	392,4
M12	27	Ø12	49	0,25	0,99	0,25	1,49	73,01	64,8
	28	Ø12	8		7,22		7,22	57,76	51,3
	29	Ø10	37		1,32	0,5	1,82	67,34	41,5
	30	Ø16	37		1,82	0,5	2,32	85,84	135,5
	31	Ø16	8	0,5	2,38		2,88	23,04	36,4
	32	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	33	Ø16	8	0,5	2,27		2,77	22,16	35,0
	34	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	410,6
								Ø10:	221,1
								Ø12:	568,5
								Ø16:	972,2
								Total:	1761,8

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M13	1	Ø12	28	0,25	0,99	0,25	1,49	41,72	37,0
	2	Ø12	8		4		4	32	28,4
	3	Ø10	21		1,32	0,5	1,82	38,22	23,6
	4	Ø16	21		1,82	0,5	2,32	48,72	76,9
	5	Ø16	8	0,5	2,27		2,77	22,16	35,0
	6	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	7	Ø16	8	0,5	2,27		2,77	22,16	35,0
	8	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	269,2
M14	9	Ø12	37	0,25	1,59	0,25	2,09	77,33	68,7
	10	Ø12	12		5,3		5,3	63,6	56,5
	11	Ø10	28		1,32	0,5	1,82	50,96	31,4
	12	Ø16	28		1,82	0,5	2,32	64,96	102,5
	13	Ø16	8	0,5	2,29		2,79	22,32	35,2
	14	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	328,6
M1	15	Ø12	36	0,25	1,09	0,25	1,59	57,24	50,8
	16	Ø12	9		5,22		5,22	46,98	41,7
	17	Ø16	27		1,82	0,5	2,32	62,64	98,9
	18	Ø10	27		1,32	0,5	1,82	49,14	30,3
	19	Ø16	8	0,5	2,73		3,23	25,84	40,8
	20	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	21	Ø16	8	0,5	2,38		2,88	23,04	36,4
	22	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	338,5
M15	23	Ø12	35	0,25	0,89	0,25	1,39	48,65	43,2
	24	Ø12	7		5,01		5,01	35,07	31,1
	25	Ø16	26		1,82	0,5	2,32	60,32	95,2
	26	Ø10	26		1,32	0,5	1,82	47,32	29,2
	27	Ø16	8	0,5	2,7		3,2	25,6	40,4
	28	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
	29	Ø16	8	0,5	2,73		3,23	25,84	40,8
	30	Ø10	5		1,44		1,44	7,2	4,4
								Total+10%:	317,6
								Ø10:	260,5
								Ø12:	419,0
								Ø16:	700,9
								Ø20:	232,3
								Total:	1612,7

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

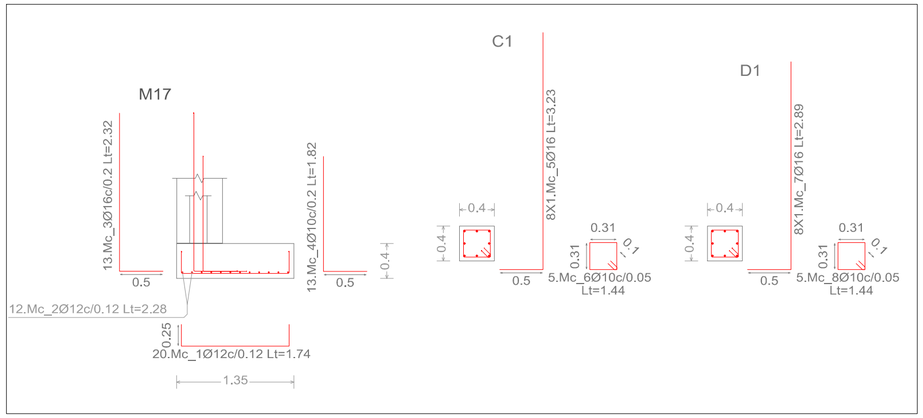
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

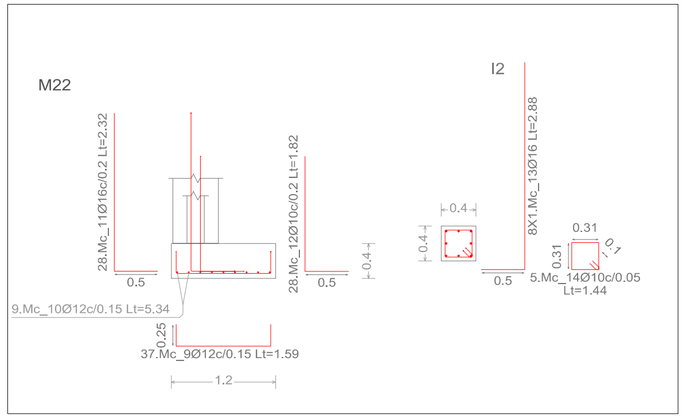
CONTENIDO:

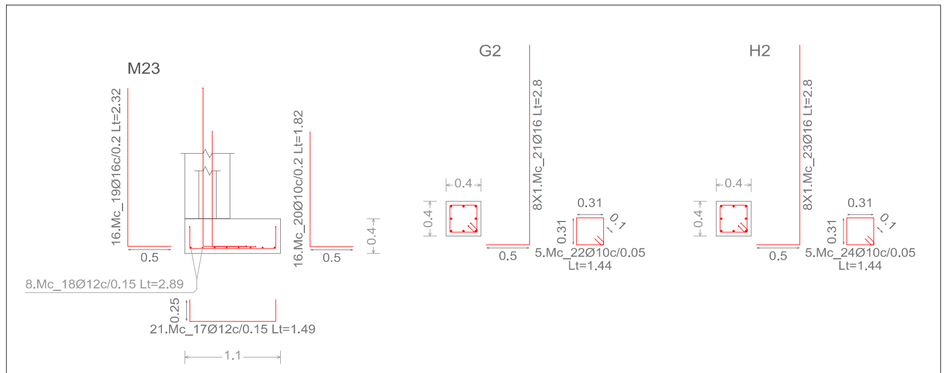
ARMADO DE CIMIENTOS

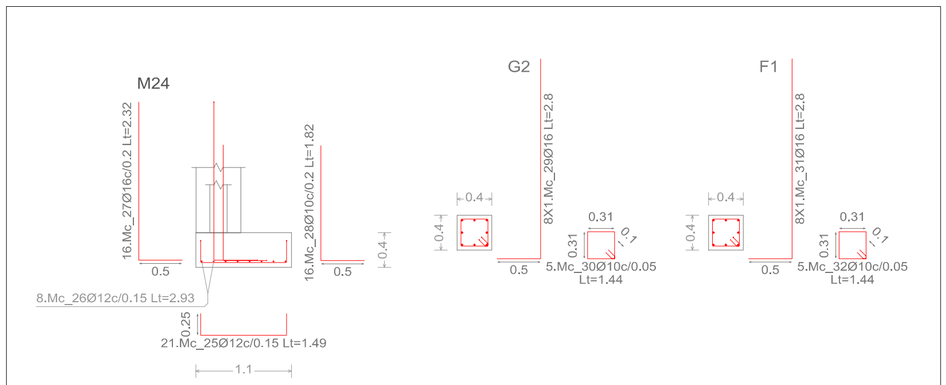
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	3 de 10

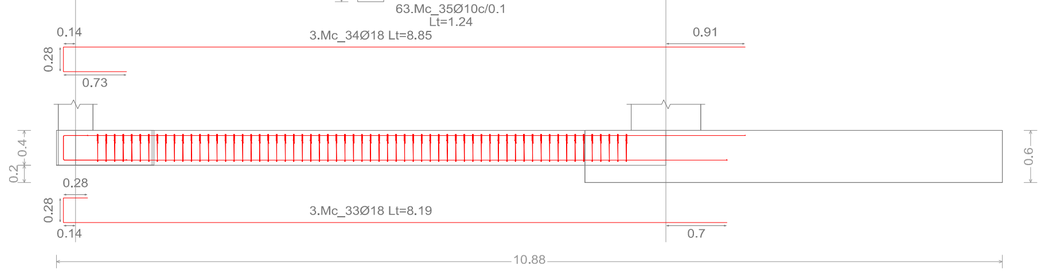








C 40x30 [A4 - (D4-E4)]



Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M17	1	Ø12	20	0.25	1.24	0.25	1.74	34.8	30.9
	2	Ø12	12		2.28		2.28	27.36	24.3
	3	Ø16	13		1.82	0.5	2.32	30.16	47.6
	4	Ø10	13		1.32	0.5	1.82	23.66	14.6
	5	Ø16	8	0.5	2.73		3.23	25.84	40.8
	6	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	7	Ø16	8	0.5	2.39		2.89	23.12	36.5
	8	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	223.9
M22	9	Ø12	37	0.25	1.09	0.25	1.59	58.83	52.2
	10	Ø12	9		5.34		5.34	48.06	42.7
	11	Ø16	28		1.82	0.5	2.32	64.96	102.5
	12	Ø10	28		1.32	0.5	1.82	50.96	31.4
	13	Ø16	8	0.5	2.38		2.88	23.04	36.4
	14	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	15	Ø16	8	0.5	2.3		2.8	22.4	35.4
	16	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	340.3
M23	17	Ø12	21	0.25	0.99	0.25	1.49	31.29	27.8
	18	Ø12	8		2.89		2.89	23.12	20.5
	19	Ø16	16		1.82	0.5	2.32	37.12	58.6
	20	Ø10	16		1.32	0.5	1.82	29.12	17.9
	21	Ø16	8	0.5	2.3		2.8	22.4	35.4
	22	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	23	Ø16	8	0.5	2.3		2.8	22.4	35.4
	24	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	224.8
M24	25	Ø12	21	0.25	0.99	0.25	1.49	31.29	27.8
	26	Ø12	8		2.93		2.93	23.44	20.8
	27	Ø16	16		1.82	0.5	2.32	37.12	58.6
	28	Ø10	16		1.32	0.5	1.82	29.12	17.9
	29	Ø16	8	0.5	2.3		2.8	22.4	35.4
	30	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	31	Ø16	8	0.5	2.3		2.8	22.4	35.4
	32	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	225.2
C 40x30 [A4 - (D4-E4)]	33	Ø18	3	0.28	7.91		8.19	24.57	49.1
	34	Ø18	3	0.73	8.12		8.85	26.55	53.0
	35	Ø10	63		1.24		1.24	78.12	48.1
								Total+10%:	165.2
								Ø10:	181.6
								Ø12:	271.7
								Ø16:	613.8
								Ø18:	112.3
								Total:	1179.4

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

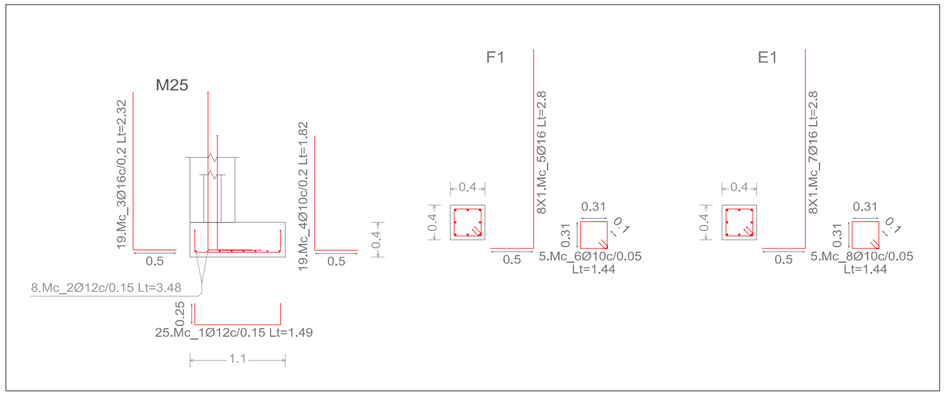
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

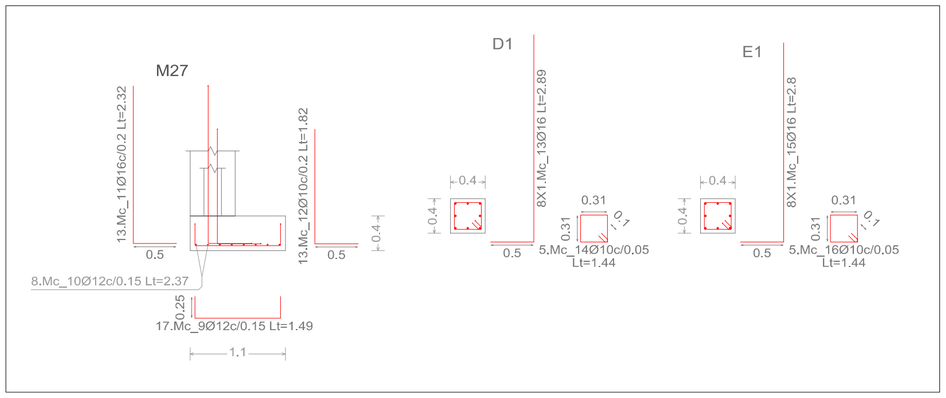
CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	4 de 10

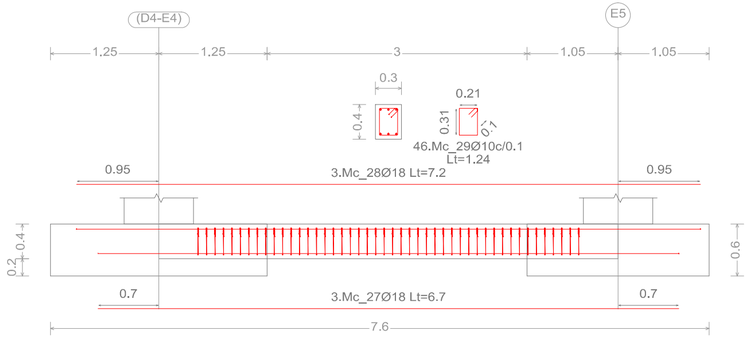




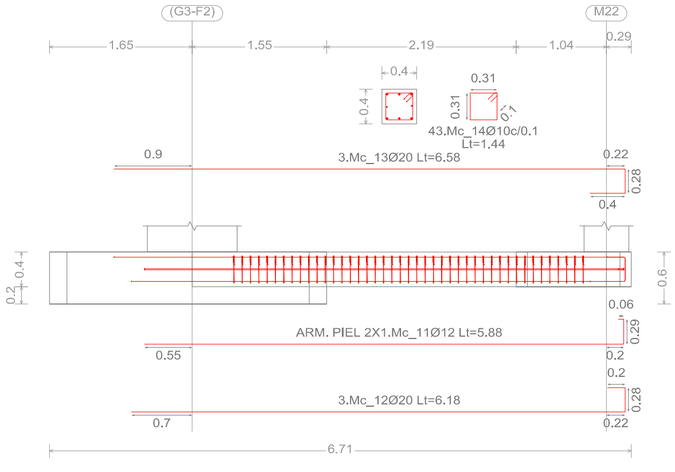
Resumen Acero Fundación Despiece fundación		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	2558.4	1734	
	Ø12	1811.7	1769	
	Ø14	102.9	137	
	Ø16	2162.4	3755	
	Ø18	605.9	1332	
	Ø20	1089.4	2956	11683

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M25	1	Ø12	25	0.25	0.99	0.25	1.49	37.25	33.1
	2	Ø12	8		3.48		3.48	27.84	24.7
	3	Ø16	19		1.82	0.5	2.32	44.08	69.6
	4	Ø10	19		1.32	0.5	1.82	34.58	21.3
	5	Ø16	8	0.5	2.3		2.8	22.4	35.4
	6	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	7	Ø16	8	0.5	2.3		2.8	22.4	35.4
	8	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	251.1
M27	9	Ø12	17	0.25	0.99	0.25	1.49	25.33	22.5
	10	Ø12	8		2.37		2.37	18.96	16.8
	11	Ø16	13		1.82	0.5	2.32	30.16	47.6
	12	Ø10	13		1.32	0.5	1.82	23.66	14.6
	13	Ø16	8	0.5	2.39		2.89	23.12	36.5
	14	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
	15	Ø16	8	0.5	2.3		2.8	22.4	35.4
	16	Ø10	5		1.44		1.44	7.2	4.4
								Total+10%:	200.4
C 40x40 [(G3-F2) - H2]	11	Ø12	2		5.88		5.88	11.76	10.4
	12	Ø20	3		5.98	0.2	6.18	18.54	45.7
	13	Ø20	3		6.18	0.4	6.58	19.74	48.7
	14	Ø10	43		1.44		1.44	61.92	38.2
								Total+10%:	157.3
C 40x30 [(D4-E4) - E5]	27	Ø18	3		6.7		6.7	20.1	40.2
	28	Ø18	3		7.2		7.2	21.6	43.2
	29	Ø10	46		1.24		1.24	57.04	35.1
								Total+10%:	130.4
								Ø10:	97.5
								Ø12:	106.8
								Ø16:	423.6
								Ø18:	83.4
								Ø20:	262.9
								Total:	1304.5

C 40x30 [(D4-E4) - E5]



C 40x40 [(G3-F2) - H2]



mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

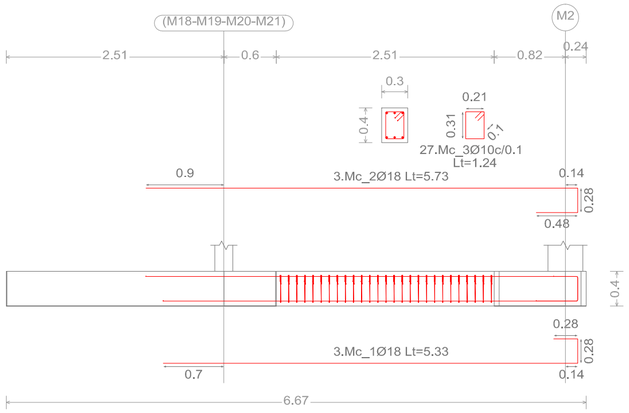
CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

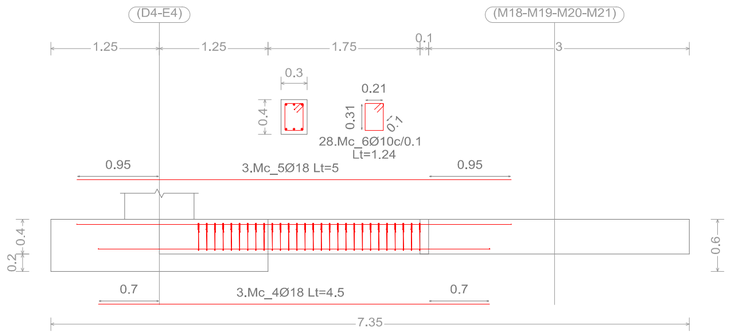
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	5 de 10

C 40x30 [(M18-M19-M20-M21) - D6]

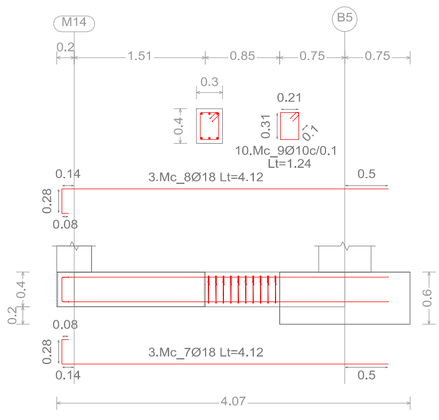


C 40x30 [(D4-E4) - (M18-M19-M20-M21)]

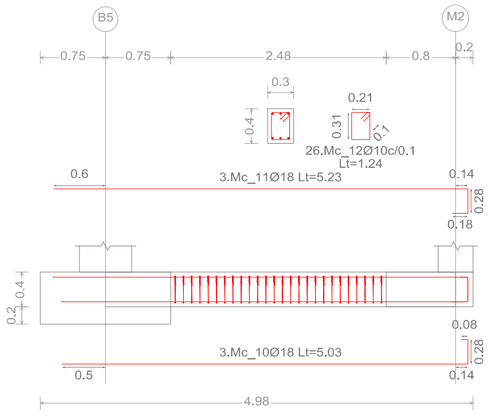


Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
C 40x30 [(M18-M19-M20-M21) - D6]	1	Ø18	3		5.05	0.28	5.33	15.99	31.9
	2	Ø18	3		5.25	0.48	5.73	17.19	34.3
	3	Ø10	27		1.24		1.24	33.48	20.6
								Total+10%:	95.5
C 40x30 [(D4-E4) - (M18-M19-M20-M21)]	4	Ø18	3		4.5		4.5	13.5	27.0
	5	Ø18	3		5		5	15	30.0
	6	Ø10	28		1.24		1.24	34.72	21.4
								Total+10%:	86.2
C 40x30 [A5 - B5]	7	Ø18	3	0.08	4.04		4.12	12.36	24.7
	8	Ø18	3	0.08	4.04		4.12	12.36	24.7
	9	Ø10	10		1.24		1.24	12.4	7.6
								Total+10%:	62.7
C 40x30 [B5 - B6]	10	Ø18	3		4.95	0.08	5.03	15.09	30.1
	11	Ø18	3		5.05	0.18	5.23	15.69	31.3
	12	Ø10	26		1.24		1.24	32.24	19.9
								Total+10%:	89.4
C 40x30 [B5 - (M18-M19-M20-M21)]	13	Ø18	3	0.16	3.07		3.23	9.69	19.4
	14	Ø18	3	0.16	3.27		3.43	10.29	20.6
	15	Ø10	14		1.24		1.24	17.36	10.7
								Total+10%:	55.8
C 40x30 [A3 - D3]	16	Ø18	3	0.27	7.88		8.15	24.45	48.8
	17	Ø18	3	0.73	8.08		8.81	26.43	52.8
	18	Ø10	63		1.24		1.24	78.12	48.1
								Total+10%:	164.7
C 40x30 [D3 - (D4-E4)]	19	Ø18	3		5.1		5.1	15.3	30.6
	20	Ø18	3		5.59		5.59	16.77	33.5
	21	Ø10	30		1.24		1.24	37.2	22.9
								Total+10%:	95.7
C 40x30 [E5 - E6]	22	Ø18	3		5.05	0.08	5.13	15.39	30.7
	23	Ø18	3		5.1	0.13	5.23	15.69	31.3
	24	Ø10	37		1.24		1.24	45.88	28.3
								Total+10%:	99.3
								Ø10:	197.5
								Ø18:	551.8
								Total:	749.3

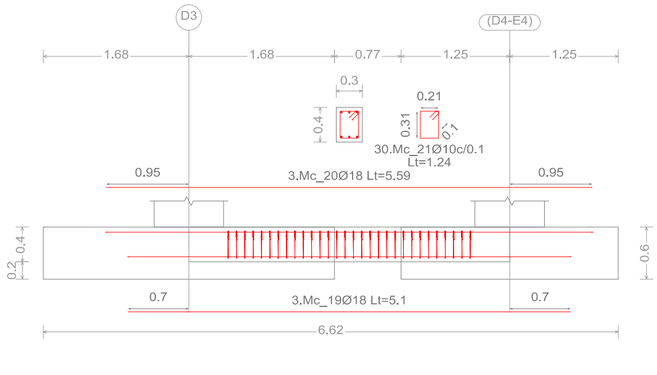
C 40x30 [A5 - B5]



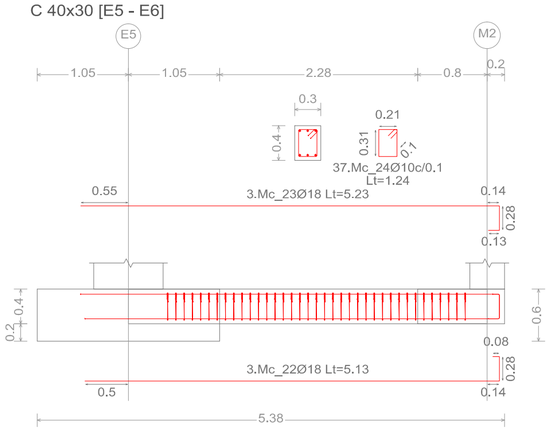
C 40x30 [B5 - B6]



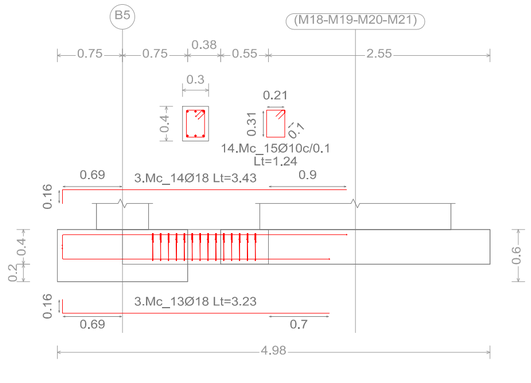
C 40x30 [D3 - (D4-E4)]



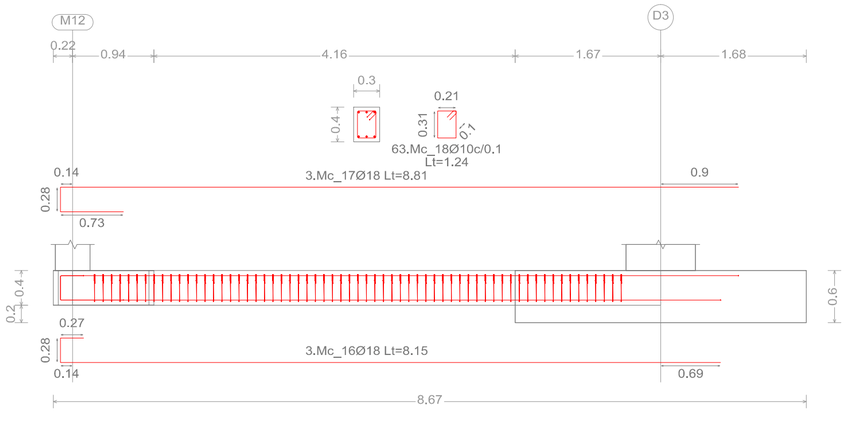
C 40x30 [E5 - E6]



C 40x30 [B5 - (M18-M19-M20-M21)]



C 40x30 [A3 - D3]



mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

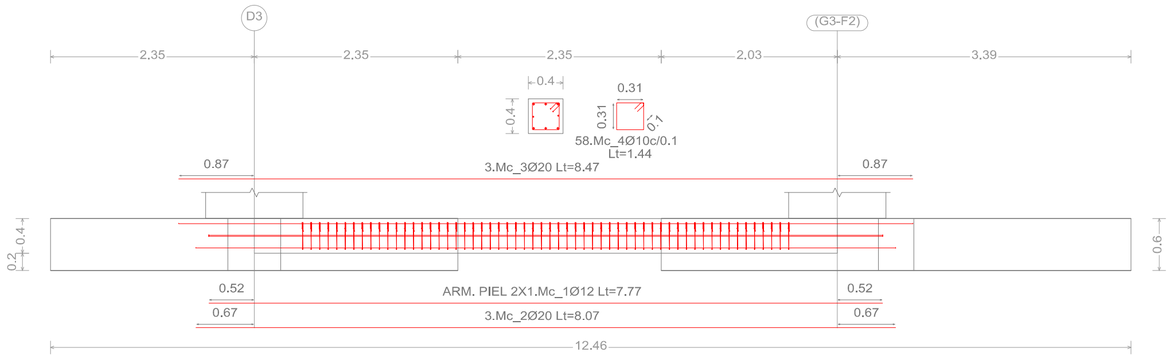
CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

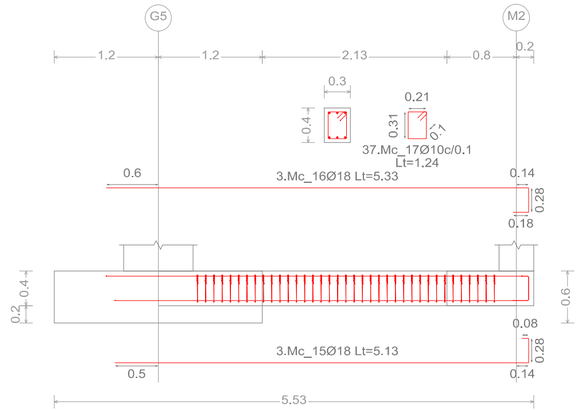
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	6 de 10

C 40x40 [D3 - (G3-F2)]

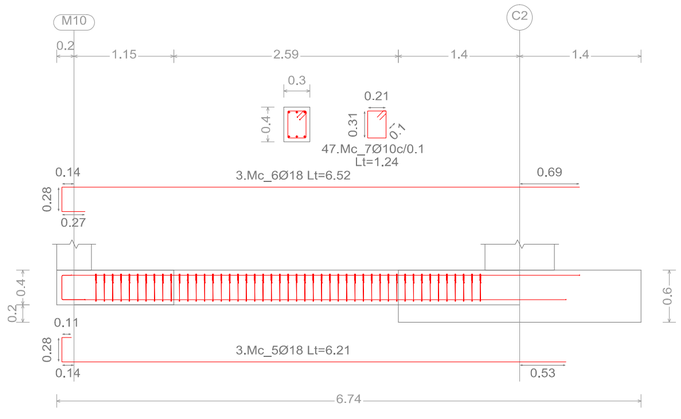


C 40x30 [G5 - G6]

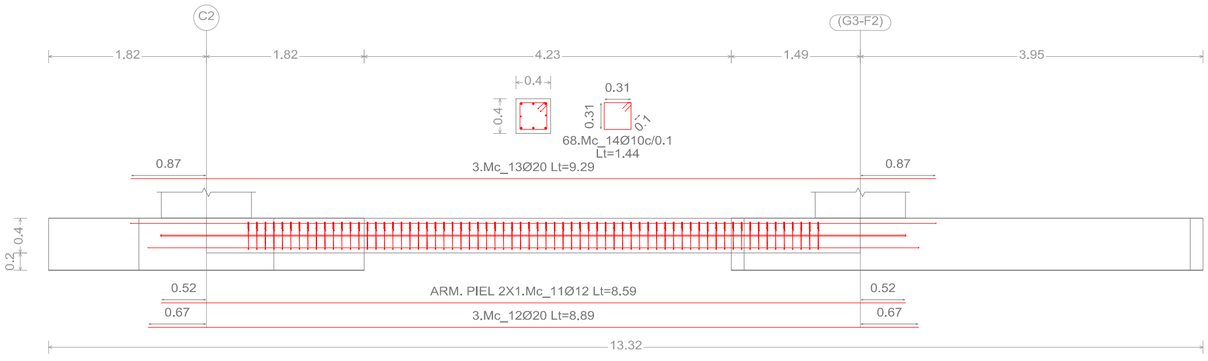


Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
C 40x40 [D3 - (G3-F2)]	1	Ø12	2		7.77		7.77	15.54	13.8
	2	Ø20	3		8.07		8.07	24.21	59.7
	3	Ø20	3		8.47		8.47	25.41	62.7
	4	Ø10	58		1.44		1.44	83.52	51.5
								Total+10%:	206.5
C 40x30 [C1 - C2]	5	Ø18	3	0.11	6.1		6.21	18.63	37.2
	6	Ø18	3	0.27	6.25		6.52	19.56	39.1
	7	Ø10	47		1.24		1.24	58.28	35.9
								Total+10%:	123.4
C 40x30 [A2 - C2]	8	Ø18	3	0.11	6		6.11	18.33	36.6
	9	Ø18	3	0.27	6.15		6.42	19.26	38.5
	10	Ø10	46		1.24		1.24	57.04	35.1
								Total+10%:	121.2
C 40x40 [C2 - (G3-F2)]	11	Ø12	2		8.59		8.59	17.18	15.3
	12	Ø20	3		8.89		8.89	26.67	65.8
	13	Ø20	3		9.29		9.29	27.87	68.7
	14	Ø10	68		1.44		1.44	97.92	60.3
								Total+10%:	231.1
C 40x30 [G5 - G6]	15	Ø18	3		5.05	0.08	5.13	15.39	30.7
	16	Ø18	3		5.15	0.18	5.33	15.99	31.9
	17	Ø10	37		1.24		1.24	45.88	28.3
								Total+10%:	100.0
C 30x30 [E5 - G5]	18	Ø16	3		5.46		5.46	16.38	25.9
	19	Ø16	3		5.68		5.68	17.04	26.9
	20	Ø10	41		1.04		1.04	42.64	26.3
								Total+10%:	87.0
								Ø10:	261.1
								Ø12:	32.0
								Ø16:	58.1
								Ø18:	235.4
								Ø20:	282.6
								Total:	869.2

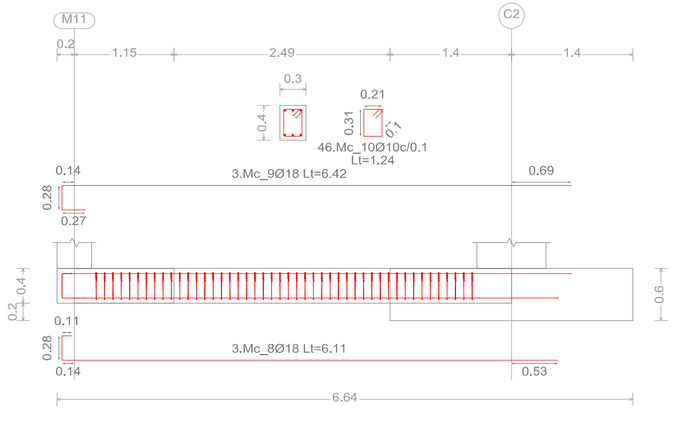
C 40x30 [C1 - C2]



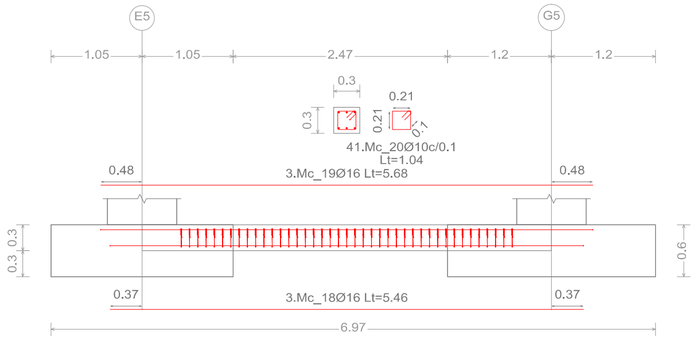
C 40x40 [C2 - (G3-F2)]



C 40x30 [A2 - C2]



C 30x30 [E5 - G5]



mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

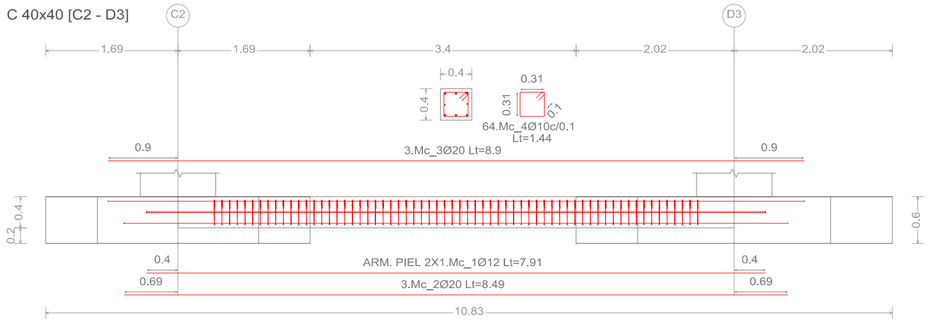
CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

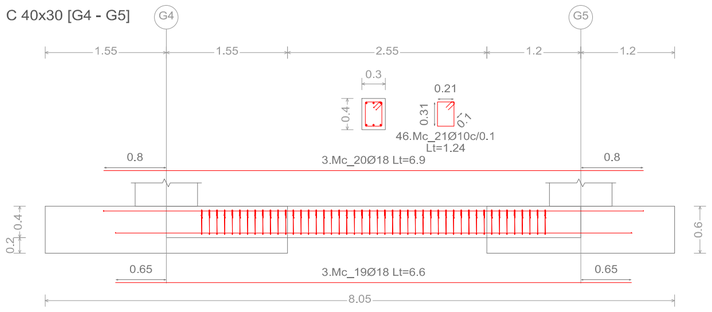
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	7 de 10

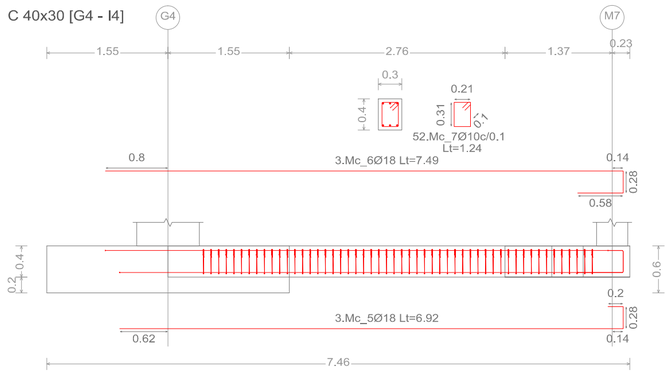
C 40x40 [C2 - D3]



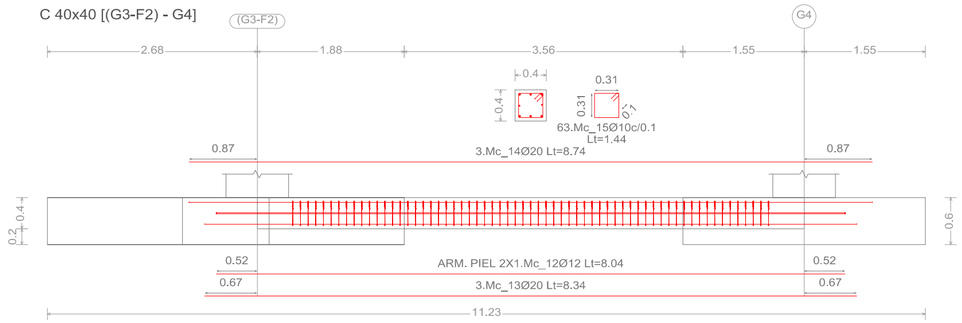
C 40x30 [G4 - G5]



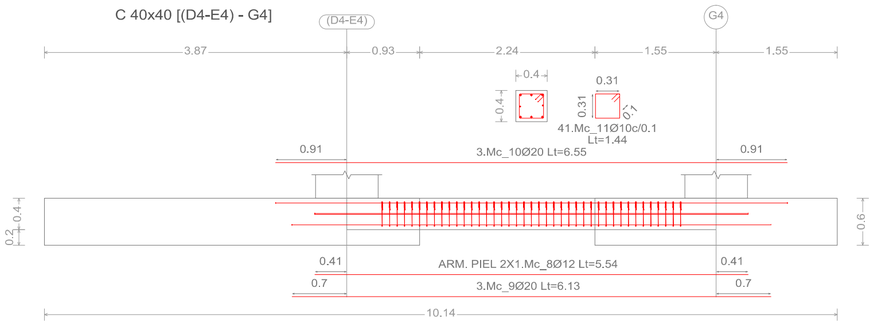
C 40x30 [G4 - I4]



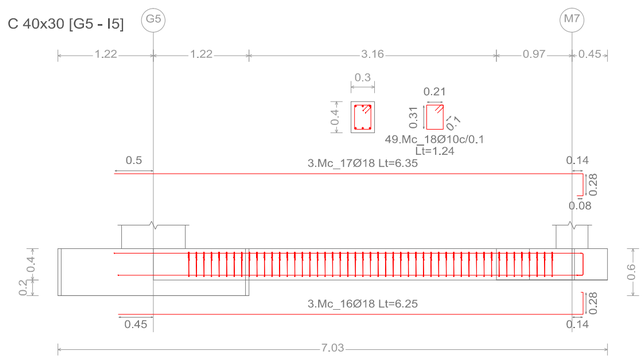
C 40x40 [(G3-F2) - G4]



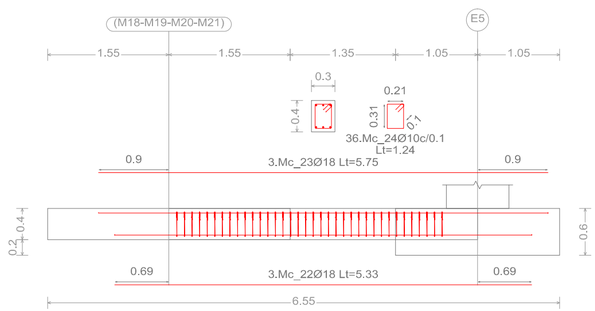
C 40x40 [(D4-E4) - G4]



C 40x30 [G5 - I5]



C 40x30 [(M18-M19-M20-M21) - E5]



Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
C 40x40 [C2 - D3]	1	Ø12	2		7.91		7.91	15.82	14.0
	2	Ø20	3		8.49		8.49	25.47	62.8
	3	Ø20	3		8.9		8.9	26.7	65.9
	4	Ø10	64		1.44		1.44	92.16	56.8
								Total+10%:	219.5
C 40x30 [G4 - I4]	5	Ø18	3		6.72	0.2	6.92	20.76	41.5
	6	Ø18	3		6.91	0.58	7.49	22.47	44.9
	7	Ø10	52		1.24		1.24	64.48	39.7
								Total+10%:	138.7
C 40x40 [(D4-E4) - G4]	8	Ø12	2		5.54		5.54	11.08	9.8
	9	Ø20	3		6.13		6.13	18.39	45.4
	10	Ø20	3		6.55		6.55	19.65	48.5
	11	Ø10	41		1.44		1.44	59.04	36.4
								Total+10%:	154.1
C 40x40 [(G3-F2) - G4]	12	Ø12	2		8.04		8.04	16.08	14.3
	13	Ø20	3		8.34		8.34	25.02	61.7
	14	Ø20	3		8.74		8.74	26.22	64.7
	15	Ø10	63		1.44		1.44	90.72	55.9
								Total+10%:	216.3
C 40x30 [G5 - I5]	16	Ø18	3		6.22	0.03	6.25	18.75	37.5
	17	Ø18	3		6.27	0.08	6.35	19.05	38.1
	18	Ø10	49		1.24		1.24	60.76	37.4
								Total+10%:	124.3
C 40x30 [G4 - G5]	19	Ø18	3		6.6		6.6	19.8	39.6
	20	Ø18	3		6.9		6.9	20.7	41.4
	21	Ø10	46		1.24		1.24	57.04	35.1
								Total+10%:	127.7
C 40x30 [(M18-M19-M20-M21) - E5]	22	Ø18	3		5.33		5.33	15.99	31.9
	23	Ø18	3		5.75		5.75	17.25	34.5
	24	Ø10	36		1.24		1.24	44.64	27.5
								Total+10%:	103.3
								Ø10:	317.7
								Ø12:	41.9
								Ø18:	340.3
								Ø20:	384.0
								Total:	1083.9

Resumen Acero Fundación Despiece fundación		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
fy 4200	Ø10	2558.4	1734	
	Ø12	1811.7	1769	
	Ø14	102.9	137	
	Ø16	2162.4	3755	
	Ø18	605.9	1332	
	Ø20	1089.4	2956	11683

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

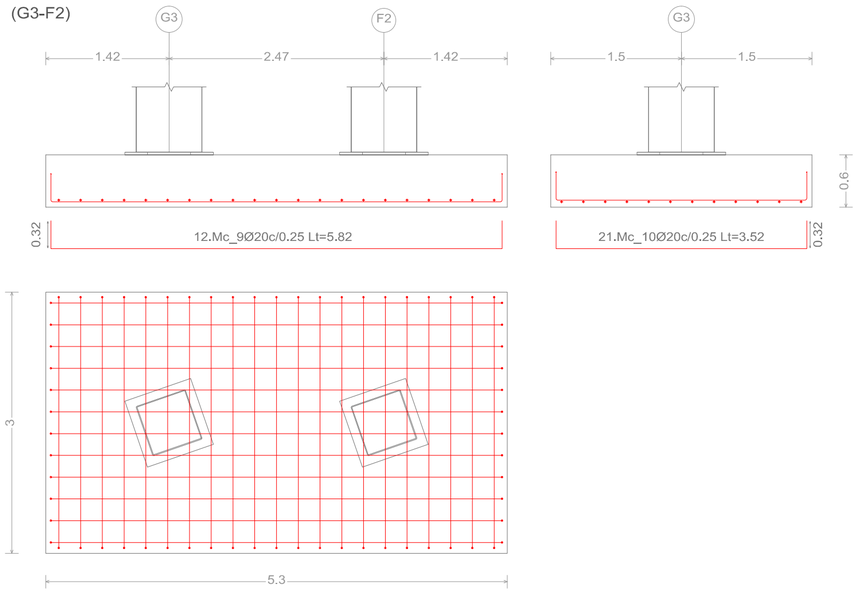
CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

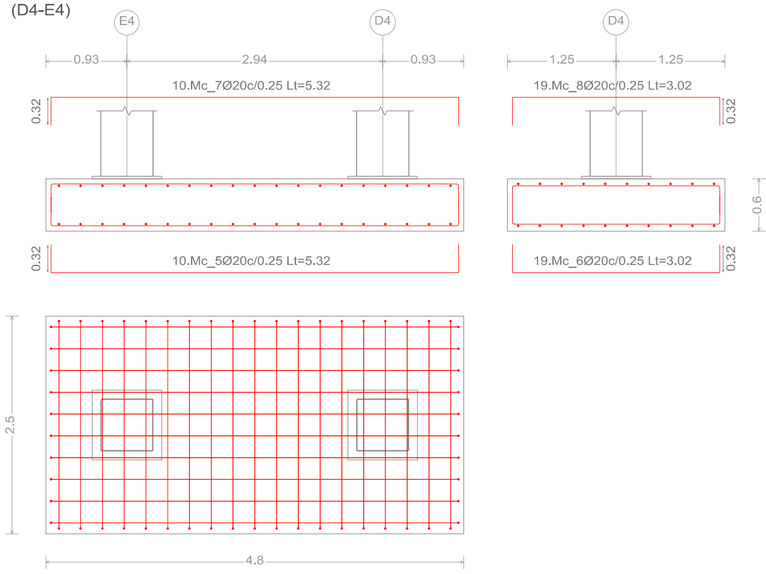
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	8 de 10

(G3-F2)



(D4-E4)

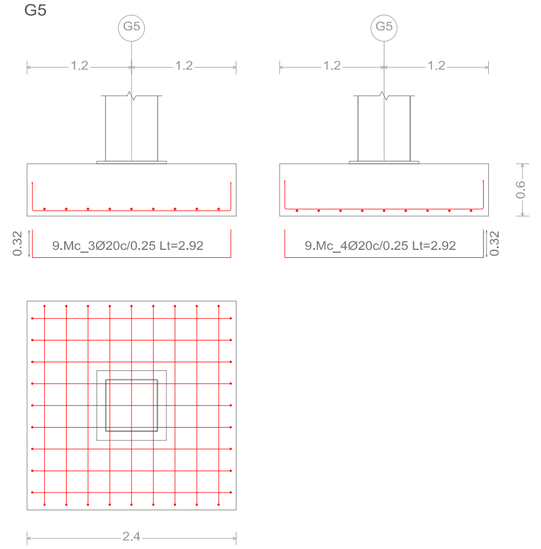


Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
G4	1	Ø20	12	0.32	2.98	0.32	3.62	43.44	107.1
	2	Ø20	12	0.32	2.98	0.32	3.62	43.44	107.1
								Total+10%:	235.6
G5	3	Ø20	9	0.32	2.28	0.32	2.92	26.28	64.8
	4	Ø20	9	0.32	2.28	0.32	2.92	26.28	64.8
								Total+10%:	142.6
(D4-E4)	5	Ø20	10	0.32	4.68	0.32	5.32	53.2	131.2
	6	Ø20	19	0.32	2.38	0.32	3.02	57.38	141.5
	7	Ø20	10	0.32	4.68	0.32	5.32	53.2	131.2
	8	Ø20	19	0.32	2.38	0.32	3.02	57.38	141.5
								Total+10%:	599.9
(G3-F2)	9	Ø20	12	0.32	5.18	0.32	5.82	69.84	172.3
	10	Ø20	21	0.32	2.88	0.32	3,52	73,92	182,3
								Total+10%:	390.1
D3	23	Ø20	13	0.32	3.23	0.32	3.87	50.31	124.1
	24	Ø20	13	0.32	3.23	0.32	3,87	50,31	124,1
								Total+10%:	273.0
								Ø10:	42.0
								Ø12:	11,4
								Ø20:	1472,1
								Total:	1525.5

G4

D3

G5



mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

ARMADO DE CIMIENTOS

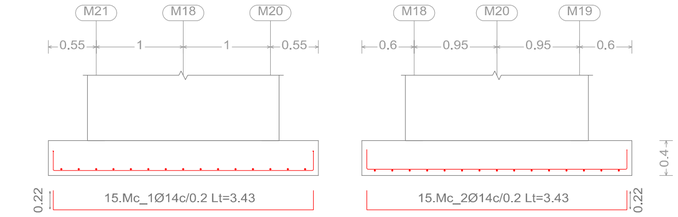
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

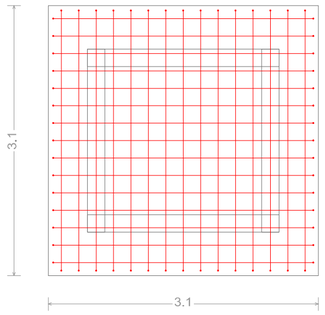
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	9 de 10

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
(M18-M19-M20-M21)	1	Ø14	15	0,22	2,99	0,22	3,43	51,45	62,2
	2	Ø14	15	0,22	2,99	0,22	3,43	51,45	62,2
	3	Ø16	20	0,5	1,81		2,31	46,2	72,9
	4	Ø16	20	0,5	1,81		2,31	46,2	72,9
	5	Ø16	18	0,5	1,81		2,31	41,58	65,6
	6	Ø16	18	0,5	1,81		2,31	41,58	65,6
								Total+10%:	441,5
								Ø14:	136,8
								Ø16:	304,7
								Total:	441,5

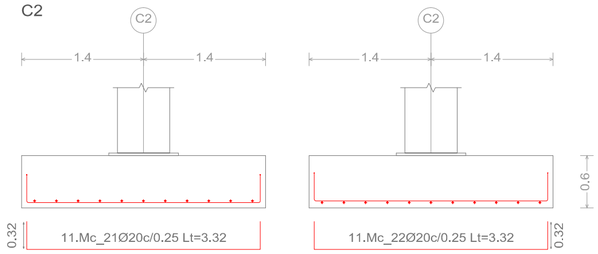
Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
B5	17	Ø16	10	0,3	1,38	0,3	1,98	19,8	31,3
	18	Ø16	10	0,3	1,38	0,3	1,98	19,8	31,3
	19	Ø16	10	0,3	1,38	0,3	1,98	19,8	31,3
	20	Ø16	10	0,3	1,38	0,3	1,98	19,8	31,3
								Total+10%:	137,7
C2	21	Ø20	11	0,32	2,68	0,32	3,32	36,52	90,1
	22	Ø20	11	0,32	2,68	0,32	3,32	36,52	90,1
								Total+10%:	198,2
E5	25	Ø20	8	0,32	1,98	0,32	2,62	20,96	51,7
	26	Ø20	8	0,32	1,98	0,32	2,62	20,96	51,7
								Total+10%:	113,7
								Ø16:	423,6
								Ø20:	282,34
								Total:	1304,5

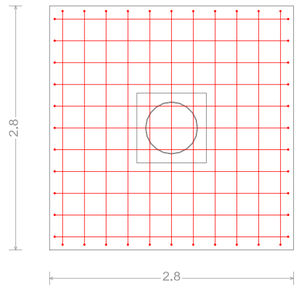
(M18-M19-M20-M21)



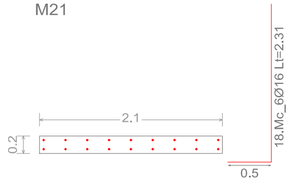


C2

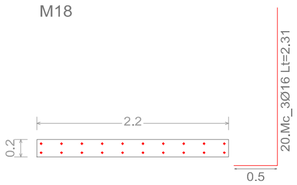




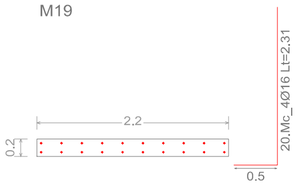
M21



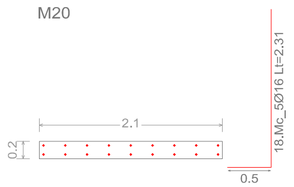
M18



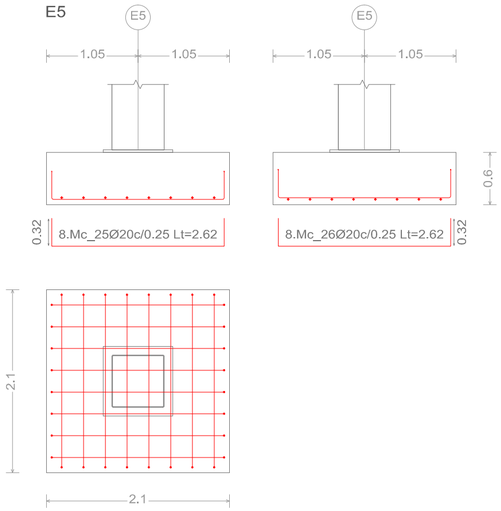
M19



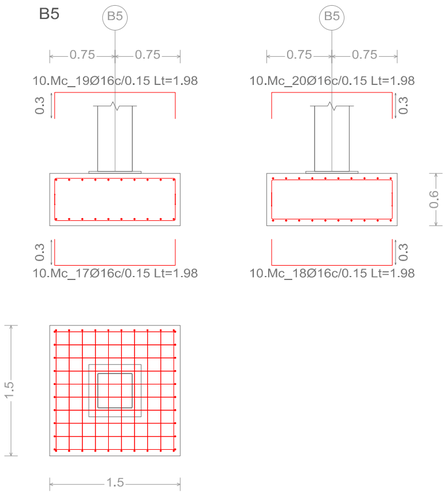
M20



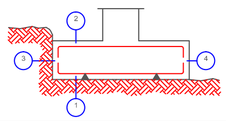
E5



B5



Recubrimientos nominales



1a.- Recubrimiento inferior contacto terreno > 5 cm.
1b.- Recubrimiento con hormigón de limpieza 10 cm.
2.- Recubrimiento superior libre >5 cm.
3.- Recubrimiento lateral contacto terreno > 5 cm.
4.- Recubrimiento lateral libre 5 cm.

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

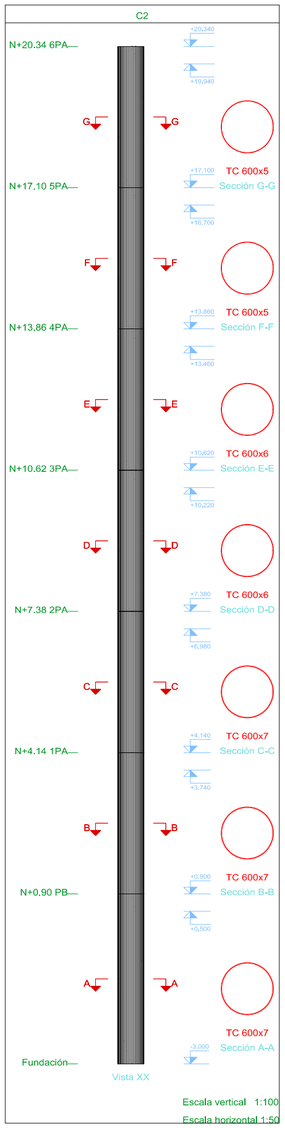
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

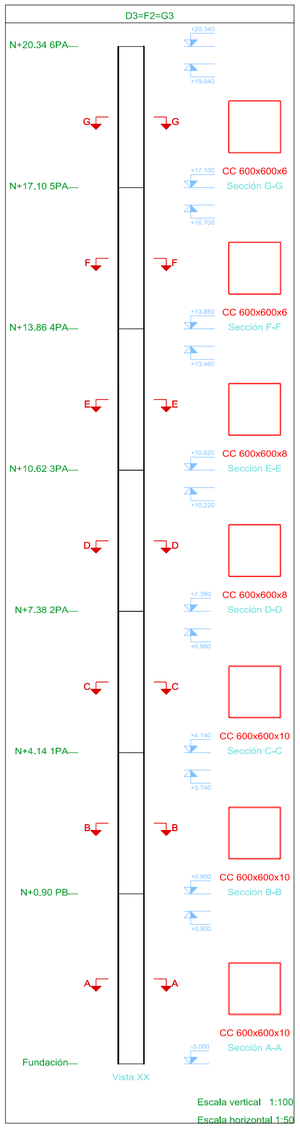
CONTENIDO:

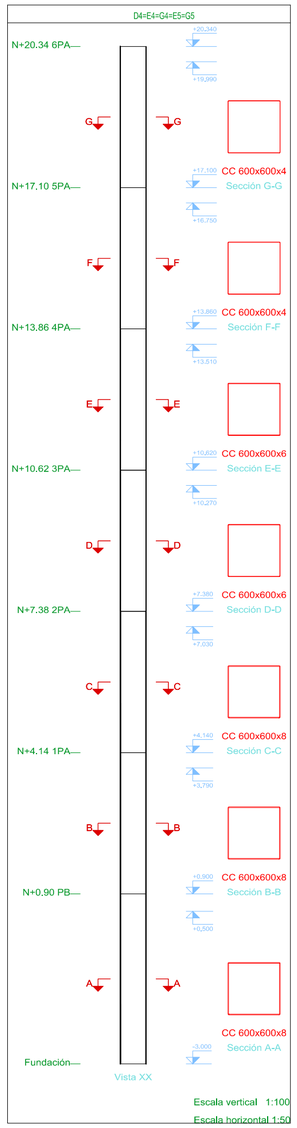
ARMADO DE CIMIENTOS

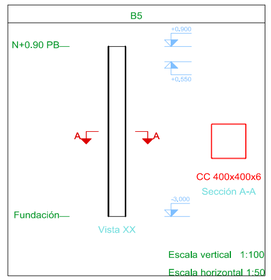
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	10 de 10





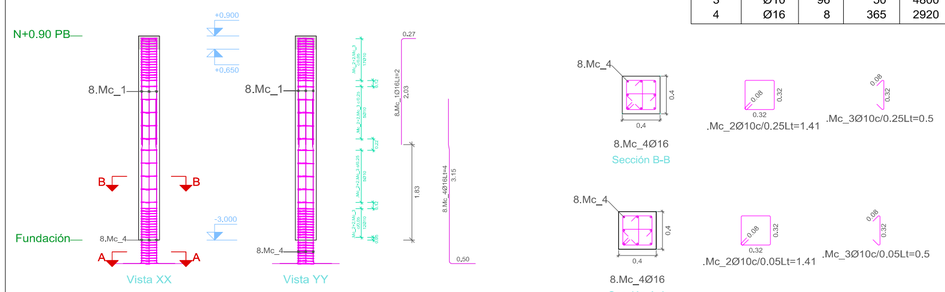




Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
A1=C1=A2=D1=E1=F1=A3=A4=A5=G2=H2=I2=A6=B6	1	Ø16	8	2.03 / 0.27	2.3	18.4	29.0
	2	Ø10	48	0.08 / 0.32 / 0.32	1.41	67.68	41.7
	3	Ø10	96	0.08 / 0.32	0.5	48	29.6
	4	Ø16	8	0.5 / 2.18 / 0.10.87	3.65	29.2	46.1
					Total+10%:	(x13):	161.0 805.0
						Ø10: Ø16: Total:	2023.8 1945.0 3968.8

A1=C1=A2=D1=E1=F1=A3=A4=A5=G2=H2=I2=A6=B6

Mc.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 13 (cm)
1	Ø16	8	230	1840	23920
2	Ø10	48	141	6768	87984
3	Ø10	96	50	4800	62400
4	Ø16	8	365	2920	37960



Acero: fy 4200 kg/cm2 (191.3 kg)	Planta: N+0.90 PB
Hor.: f'c=240 kg/cm2 (0.62 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 6.24 m2	Recubrimiento geométrico: 40 mm

Pilares que nacen en N+0.90 PB y mueren en N+24.98 CUB ASC
Hor.: f'c=240 kg/cm2
Acero en barras: fy 4200 kg/cm2
Acero en estribos: fy 4200 kg/cm2
Acero laminado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

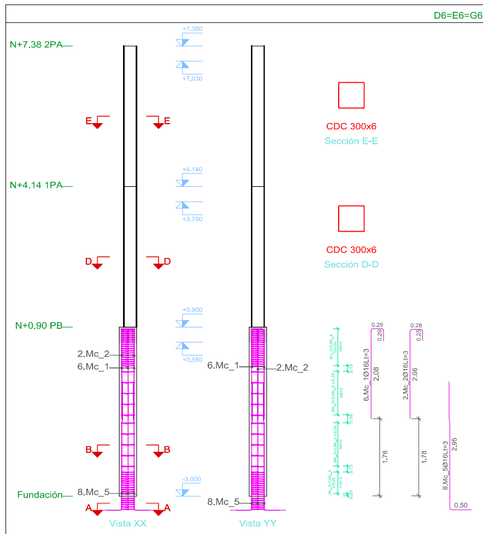
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

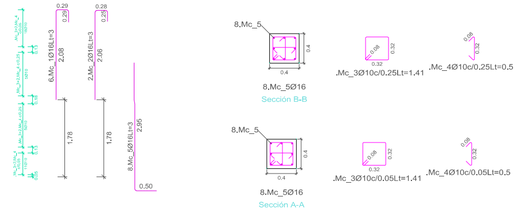
CONTENIDO: ARMADO DE COLUMNAS METALICAS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 2

D6=E6=G6





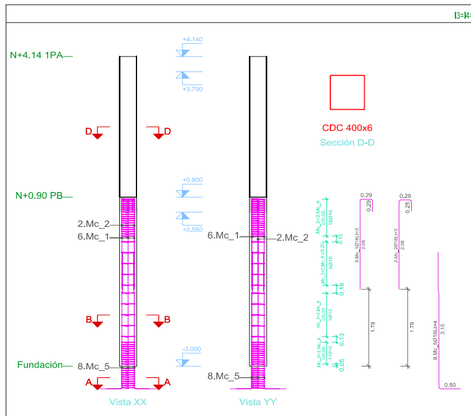
Mc.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 3 (cm)
1	Ø16	6	265	1590	4770
2	Ø16	2	260	520	1560
3	Ø10	45	141	6345	19035
4	Ø10	90	50	4500	13500
5	Ø16	8	345	2760	8280

Escala vertical 1:100

Escala horizontal 1:50

Planta	Dimensión (cm)	Hormigón		Armaduras fy 4200 kg/cm2		
		Tipo: f'c=240		Longitudinal (kg)	Estribos (kg)	Total +10 % (kg)
		Volumen (m3)	Encofrado (m2)			
N+7.38 2PA	CDC 300x6	-	-	-	-	-
N+4.14 1PA		-	-	-	-	-
N+0.90 PB	40x40	0.62	6.24	33.3	57.9	100.3
Total (x3)		1.86	18.72	99.9	173.7	300.9

D=H=I5=I6



Mc.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	(x4) (cm)
1	Ø16	6	265	1590	6360
2	Ø16	2	260	520	2080
3	Ø10	49	141	6909	27636
4	Ø10	98	50	4900	19600
5	Ø16	8	365	2920	11680

Escala vertical 1:100

Escala horizontal 1:50

Planta	Dimensión (cm)	Hormigón		Armaduras fy 4200 kg/cm2		
		Tipo: f'c=240		Longitudinal (kg)	Estribos (kg)	Total +10 % (kg)
		Volumen (m3)	Encofrado (m2)			
N+4.14 1PA	CDC 400x6	-	-	-	-	-
N+0.90 PB	40x40	0.62	6.24	33.3	57.9	100.3
Total		0.62	6.24	33.3	57.9	100.3

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
D6=E6=G6	1	Ø16	6	2.08 / 0.29	2.65	15.9	25.1
	2	Ø16	2	2.08 / 0.25	2.6	5.2	8.2
	3	Ø10	45	0.08 / 0.32 / 0.32	1.41	63.45	39.1
	4	Ø10	90	0.08 / 0.32	0.5	45	27.7
	5	Ø16	8	0.5 / 2 / 0.1 0.85	3.45	27.6	43.6
						Total+10%: (x3):	158.1 474.3

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
D=H=I5=I6	1	Ø16	6	2.08 / 0.29	2.65	15.9	25.1
	2	Ø16	2	2.08 / 0.25	2.6	5.2	8.2
	3	Ø10	49	0.08 / 0.32 / 0.32	1.41	69.09	42.6
	4	Ø10	98	0.08 / 0.32	0.5	49	30.2
	5	Ø16	8	0.5 / 2.2 / 0.1 0.85	3.65	29.2	46.1
						Total+10%: (x4):	167.4 669.6

Hor.: f'c=240 kg/cm2
Acero en barras: fy 4200 kg/cm2
Acero en estribos: fy 4200 kg/cm2
Acero laminado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

ARMADO DE COLUMNAS

CONSULTOR: MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009

REVISION: ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437

REVISION UNIVERSITARIA: ENCARGADO

ESCALA: INDICADAS

FECHA: 2014 / FEBRERO

ARCHIVO: ESTR_TESIS_2014

N+0.90 PB
Replanteo
Acero laminado y armado: ASTM A 36 36 ksi
Acero conformado: ASTM A 36 36 ksi
fy 4200 kg/cm2
Escala: 1:100

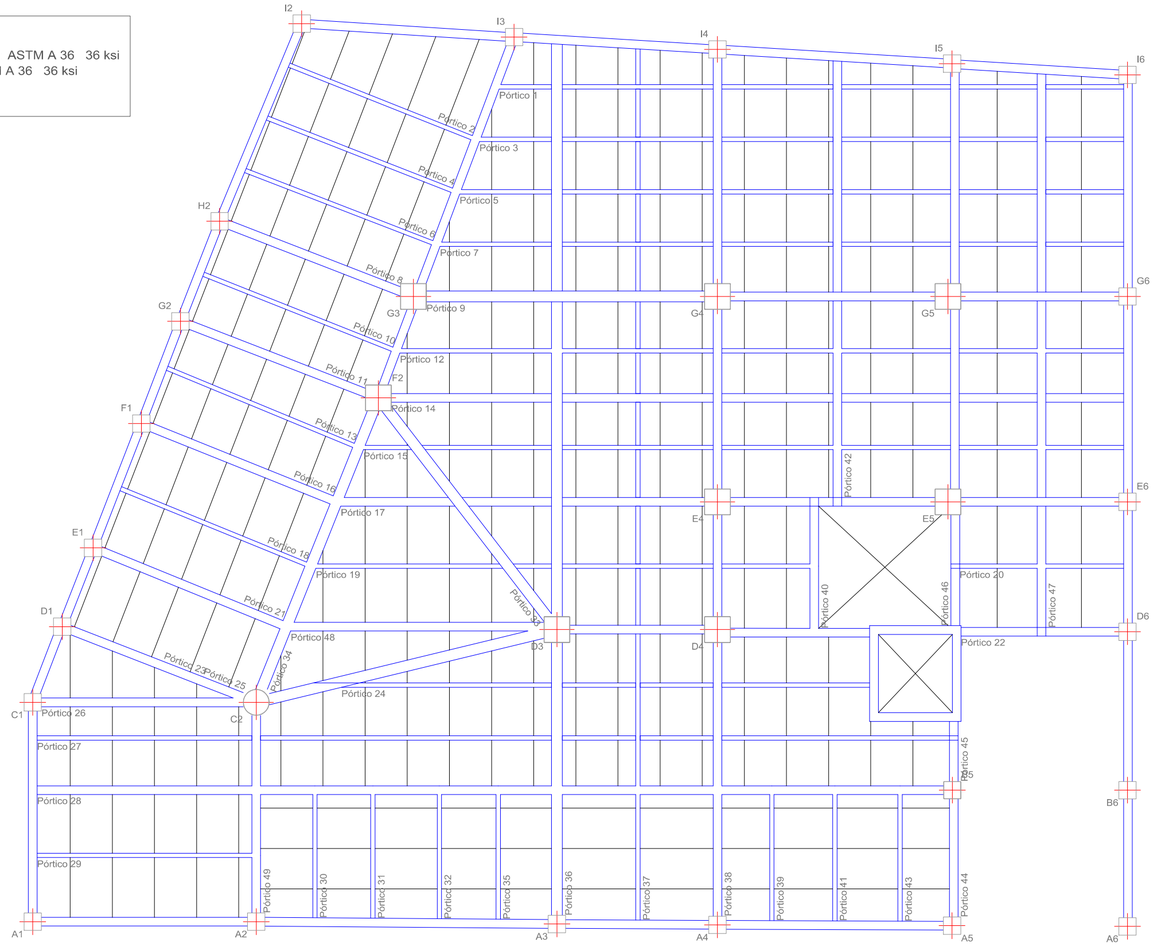
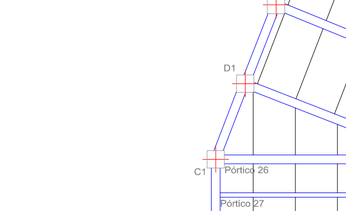


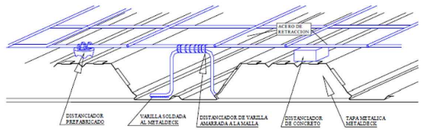
Tabla de características de losas mixtas
PLACA COLABORANTE CALIBRE 22 Espesor: 55 mm Intereje: 323 mm Ancho panel: 969 mm Ancho superior: 120 mm Ancho inferior: 150 mm Tipo de empalme lateral: Inferior Límite elástico: 3200 kp/cm2 Perfil: 0.76 mm Peso superficial: 7.50 kg/m2 Sección útil: 12.10 cm2/m Momento de inercia: 41.07 cm4/m Módulo resistente: 13,48 cm3/m
Todos las losas PLACA COLABORANTE, 0.76 mm, 12.0 cm
Apuntalamientos Ningún paño necesita apuntalamiento.
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 apoyo y empalme de la chapa sobre los apoyos, así como las piezas especiales de borde. Nota 2: Consulte el tipo de superposición lateral entre paneles, posición y resaltes para las losas mixtas colaborantes, de acuerdo al catálogo del fabricante.



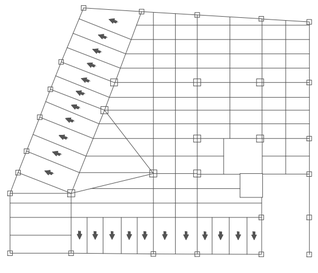
Dimensiones y Propiedades

TIPO DE CONECTORES	NS - 5/8/2/50	NS - 6/5/2/50	NS - 6/5/2/60	NS - 6/5/4/60	NS - 7/5/2/60
Diámetro de vástago (C)	1/2 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	3/4 "
Longitud del vástago (L)	2 1/2 "	2 1/2 "	3 "	4 "	4 "
Diámetro de la cabeza (D)	1 "	1 1/4 "	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"
Altura de la cabeza (H)	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	10 mm

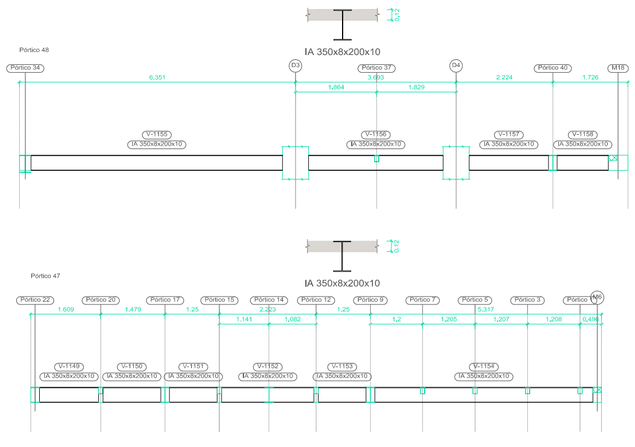
La perforación de la placa colaborante se deberá realizar con un sistema que no dañe la plancha, por ejemplo mediante una broca sacabocado.



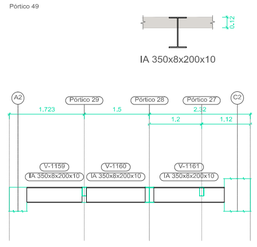
INSTALACION DE LA MALLA ELECTROSOLDADA SOBRE DADOS DE CONCRETO, DISTANCIADORES PREFABRICADOS O DISTANCIADORES CON VARILLAS SOLDADAS O AMARRADAS A LA MALLA DE RETRACCION.



Nota: Existen planos inclinados.
El dibujo de todos los elementos es en proyección horizontal, por lo que aquellos que no estén acotados, no podrán medirse en verdadera magnitud. Consulte la dirección y valor de la pendiente.



N+0.90 PB Despiece de vigas Acero laminado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi Acero conformado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi Escala pórticos 1:100 Escala secciones 1:50 Escala huecos 1:50



mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

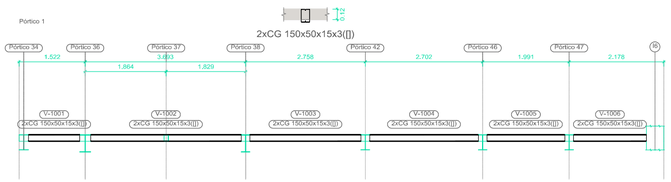
PROYECTO:
"ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

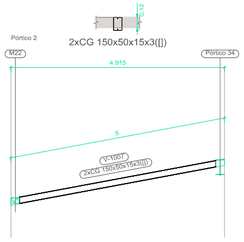
CONTENIDO:
ARMADO DE LOSA N+0.90 PB

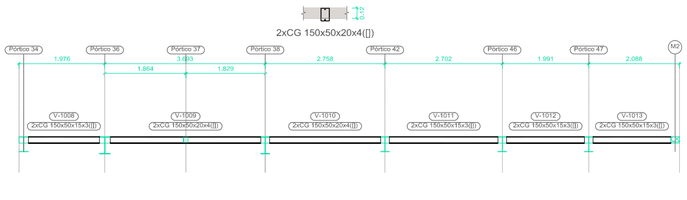
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

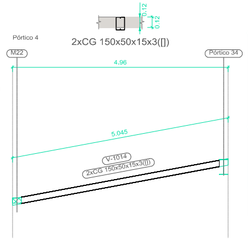
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 3

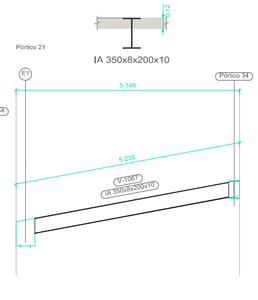
N+0.90 PB
Despiece de vigas
Acero laminado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi
Acero conformado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:50
Escala huecos 1:50

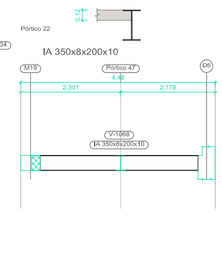


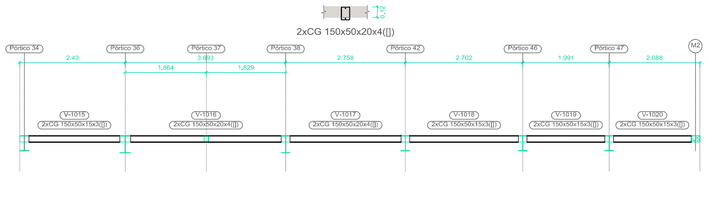


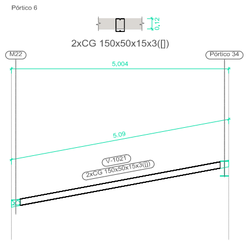


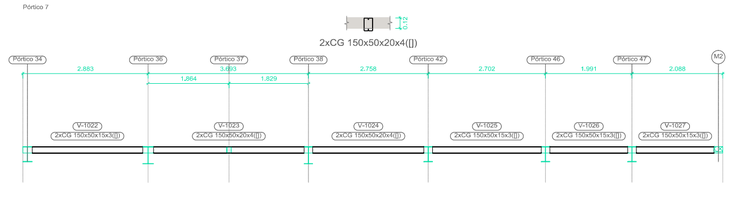


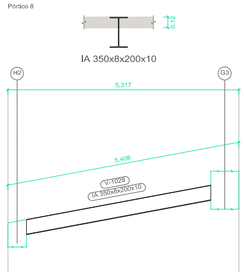


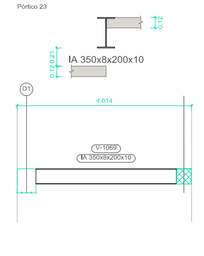


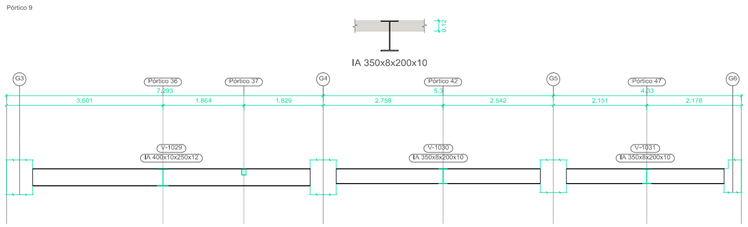


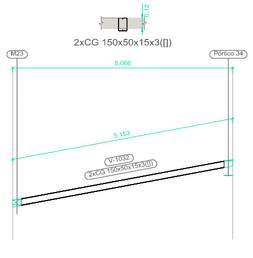


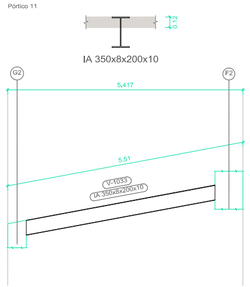


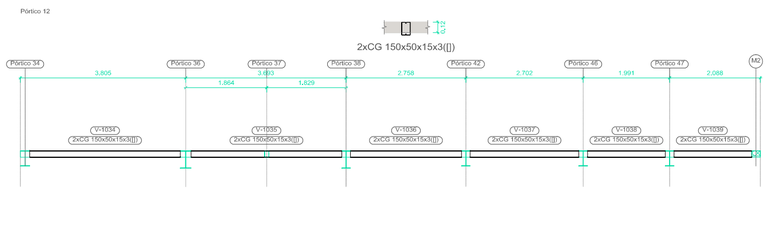


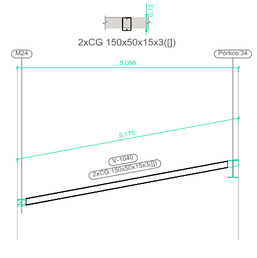


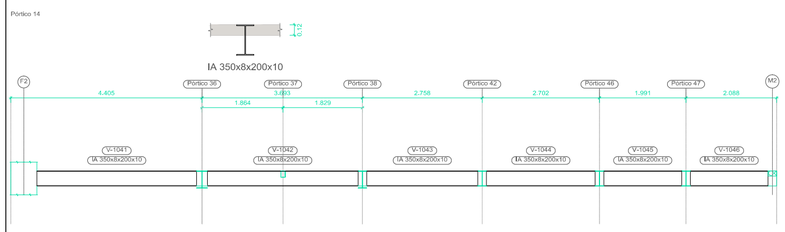


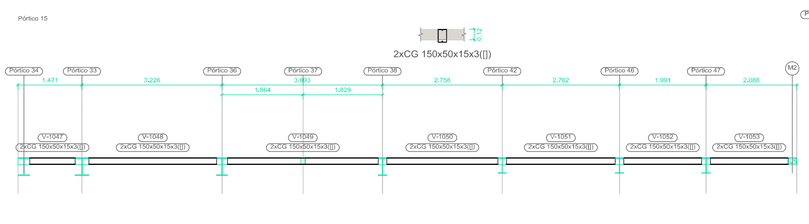


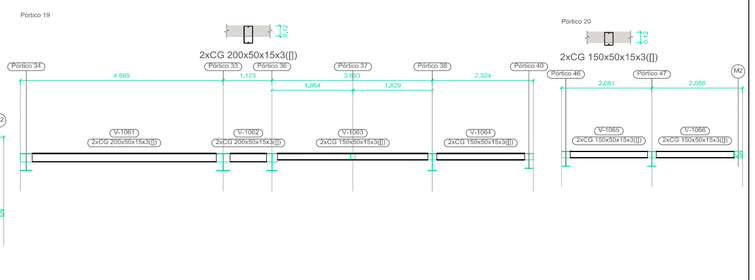


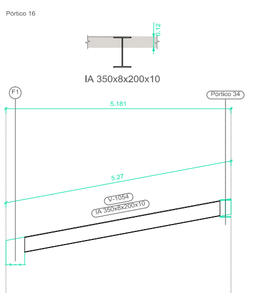


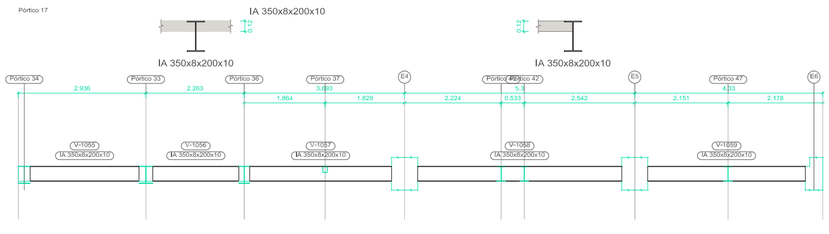


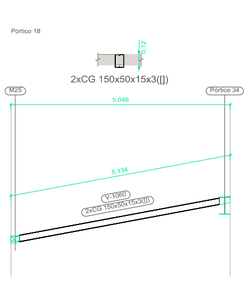












mail: mayri1107@hotmail.com telf.: 098 492 4628	UNIVERSIDAD DEL AZUAY FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES	UNIVERSIDAD DEL AZUAY

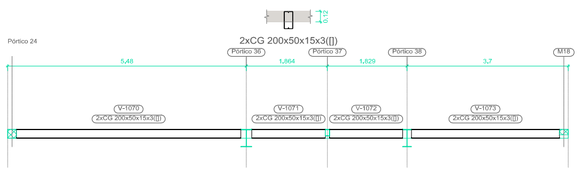
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

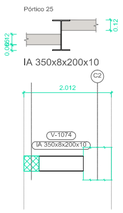
CONTENIDO: ARMADO DE PORTICOS LOSA N+0.90 PB

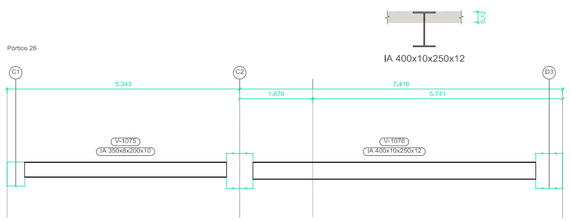
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

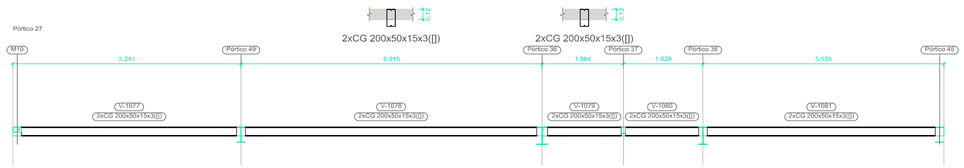
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	2 de 3

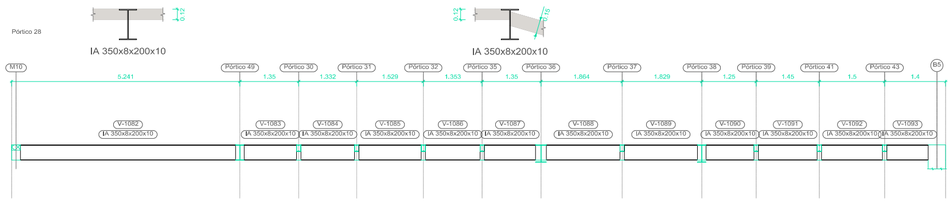
N+0.90 PB
Despiece de vigas
Acero laminado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi
Acero conformado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:50
Escala huecos 1:50

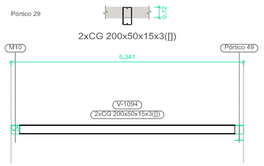


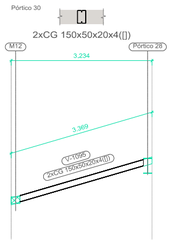


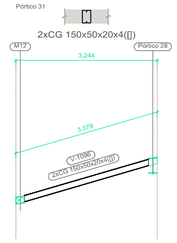


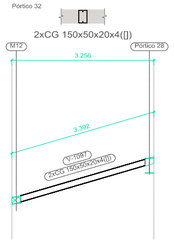


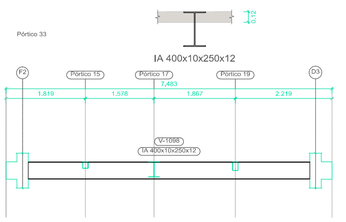


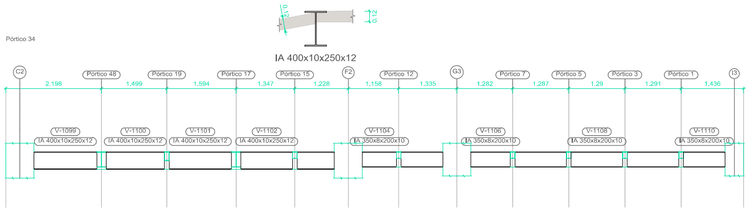


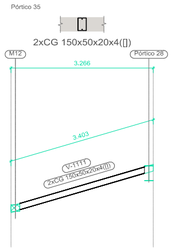


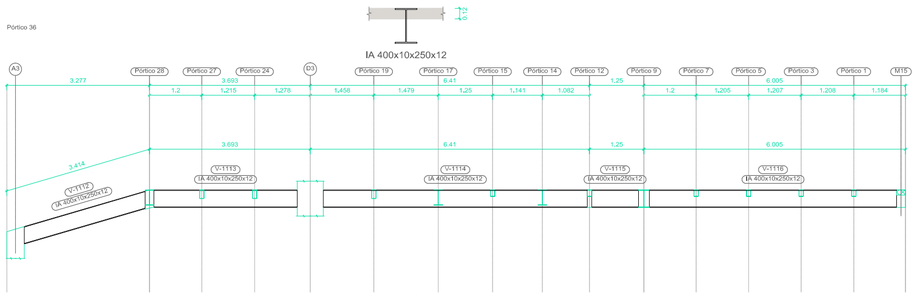


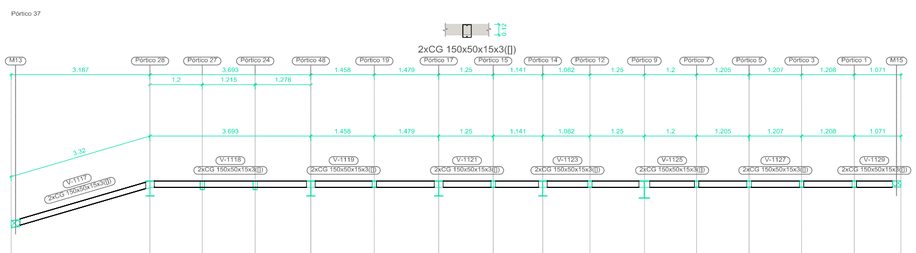


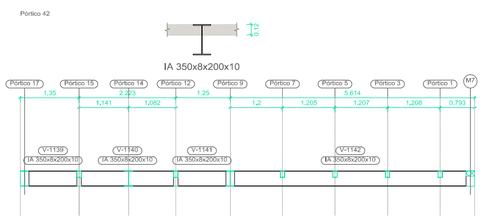


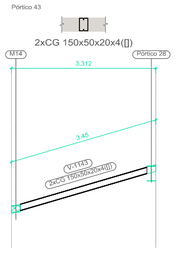


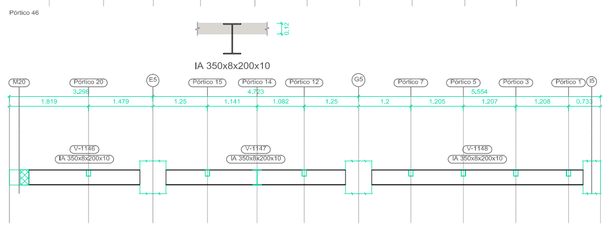


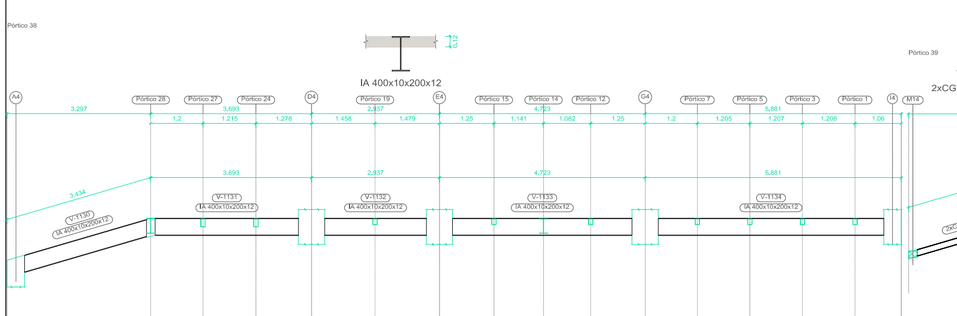


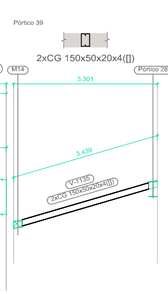


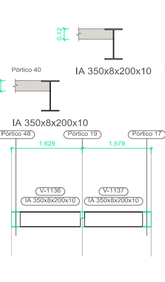


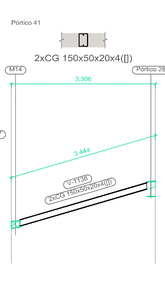


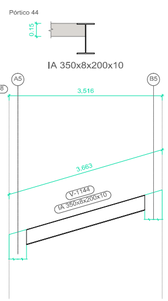


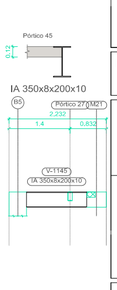












mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO:
"ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:
ARMADO DE PORTICOS LOSA N+0.90 PB

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	3 de 3

N+10.62 3PA
Replanteo
Acero laminado y armado: ASTM A 36 36 ksi
Acero conformado: ASTM A 36 36 ksi
fy 4200 kg/cm2
Escala: 1:100

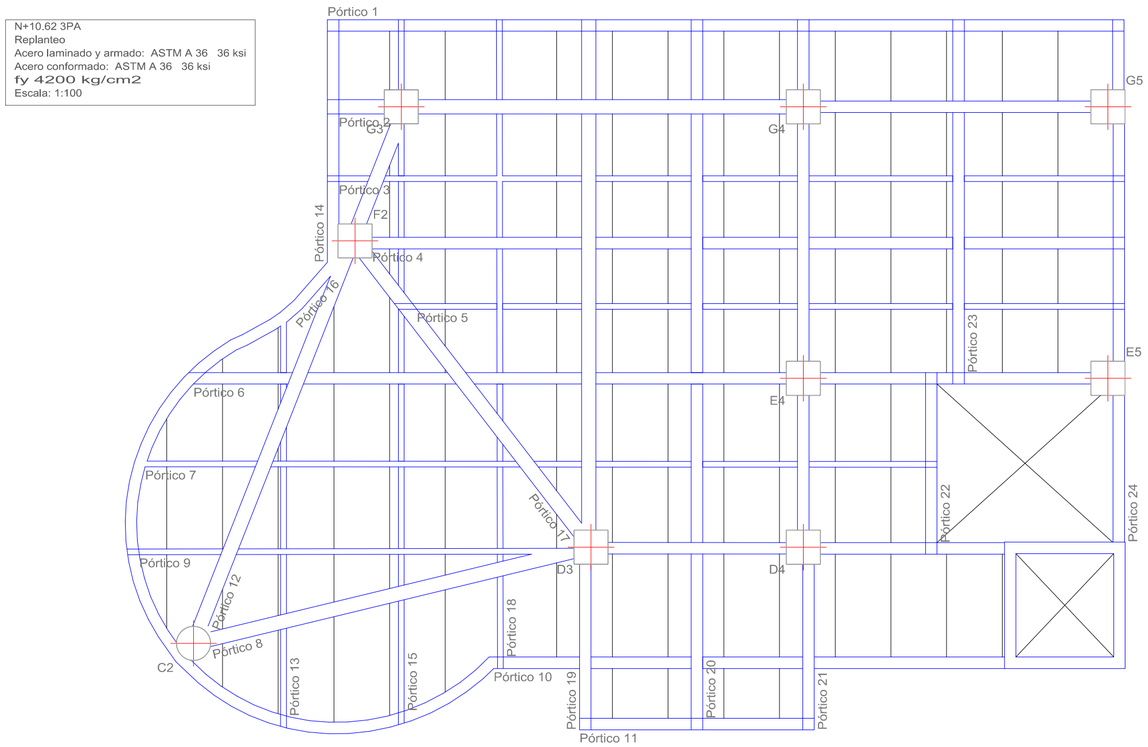
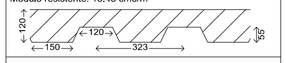
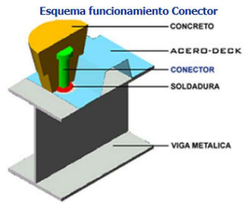


Tabla de características de losas mixtas
PLACA COLABORANTE CALIBRE 22 Espesor: 55 mm Intereje: 323 mm Ancho panel: 969 mm Ancho superior: 120 mm Ancho inferior: 150 mm Tipo de empalme lateral: Inferior Límite elástico: 3200 kp/cm2 Perfil: 0.76 mm Peso superficial: 7.50 kg/m2 Sección útil: 12,10 cm2/m Momento de inercia: 41.07 cm4/m Módulo resistente: 13.48 cm3/m 
Todos las losas PLACA COLABORANTE, 0.76 mm, 12.0 cm
Apuntalamientos Ningún paño necesita apuntalamiento.
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 apoyo y empalme de la chapa sobre los apoyos, así como las piezas especiales de borde. Nota 2: Consulte el tipo de superposición lateral entre paneles, posición y resaltes para las losas mixtas colaborantes, de acuerdo al catálogo del fabricante.

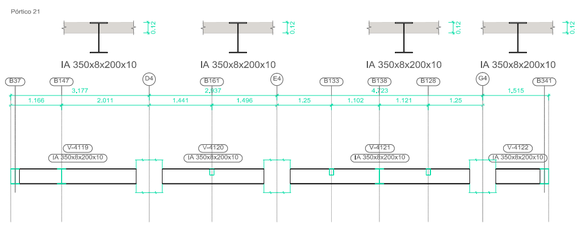


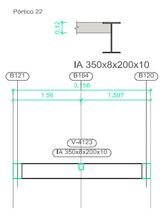
Dimensiones y Propiedades

TIPO DE CONECTORES	NS - 500/250	NS - 425/250	NS - 425/300	NS - 425/400	NS - 250/400
Diámetro de vástago (C)	1/2 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	3/4 "
Longitud del vástago (L)	2 1/2 "	2 1/2 "	3 "	4 "	4 "
Diámetro de la cabeza (D)	1 "	1 1/4 "	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"
Altura de la cabeza (H)	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	10 mm

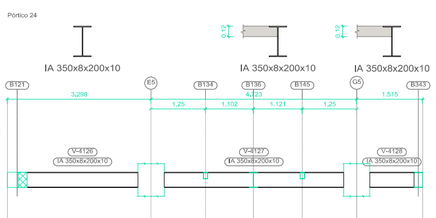
La perforación de la placa colaborante se deberá realizar con un sistema que no dañe la plancha, por ejemplo mediante una broca sacabocado.

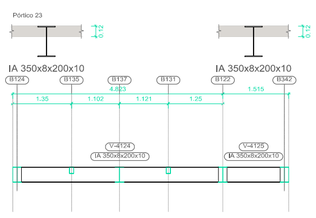
INSTALACION DE LA MALLA ELECTROSOLDADA SOBRE DADOS DE CONCRETO, DISTANCIADORES PREFABRICADOS O DISTANCIADORES CON VARILLAS SOLDADAS O AMARRADAS A LA MALLA DE RETRACCION.

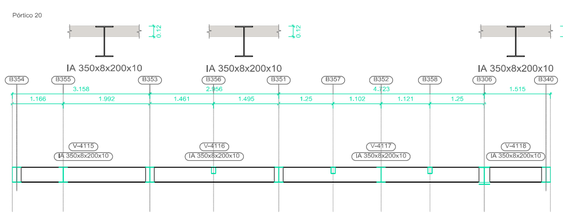




N+10,62 3PA
Despiece de vigas
Acero laminado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi
Acero conformado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:50
Escala huecos 1:50







mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

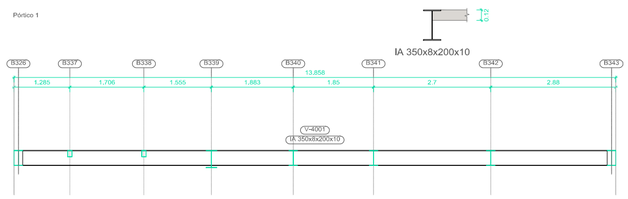
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

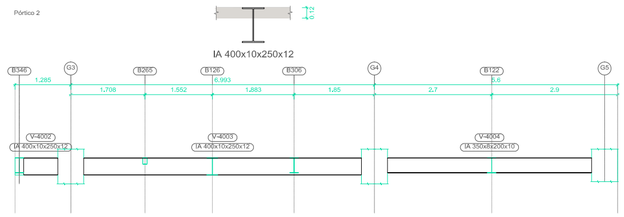
CONTENIDO: ARMADO DE LOSA TIPO N+10.62 PB

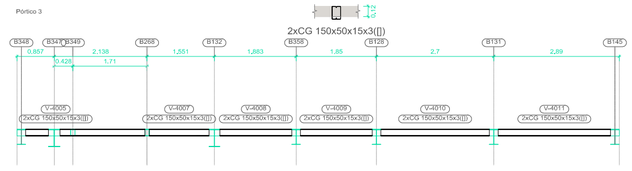
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

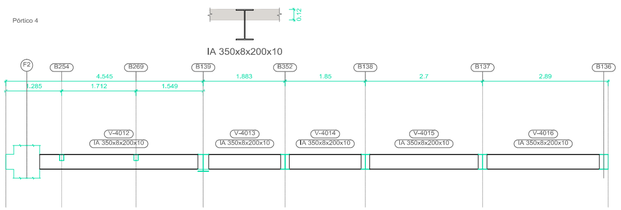
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 2

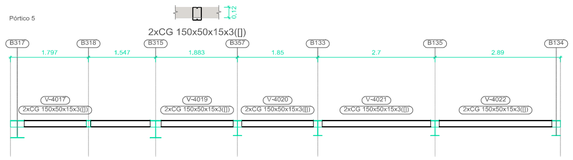
N+10.62 3PA
Despiece de vigas
Acero laminado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi
Acero conformado en perfiles: ASTM A 36 36 ksi
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:50
Escala huecos 1:50

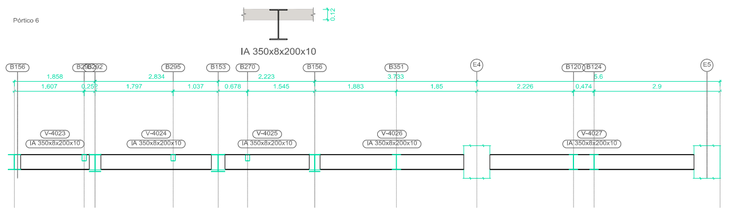


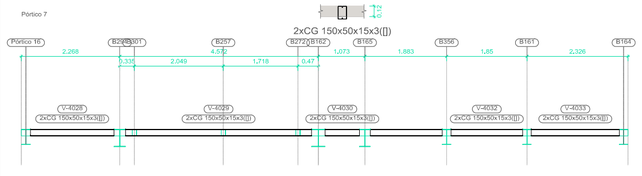


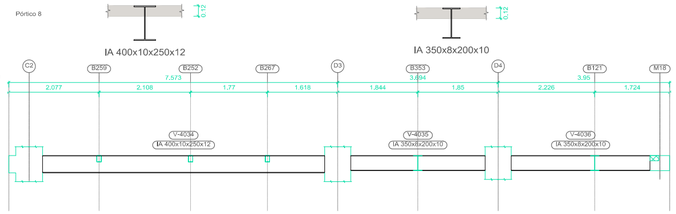


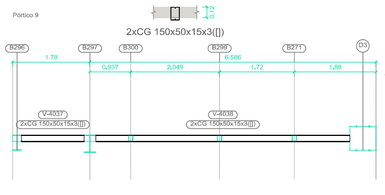


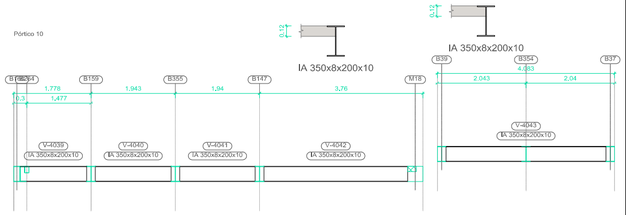


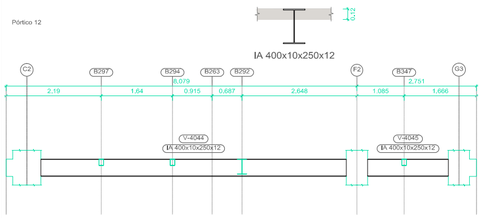


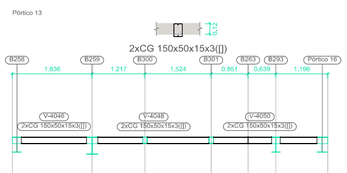


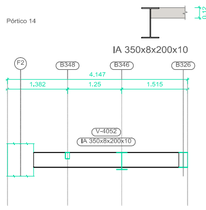


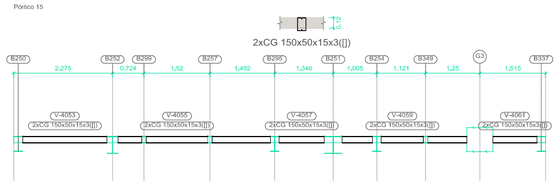


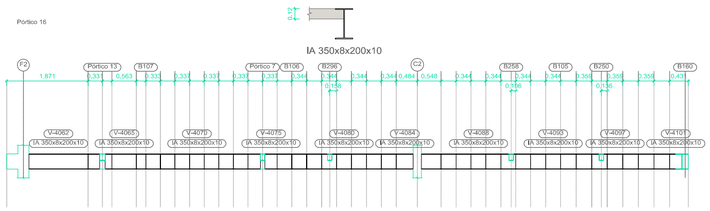


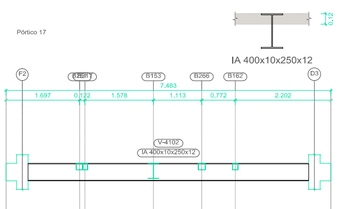


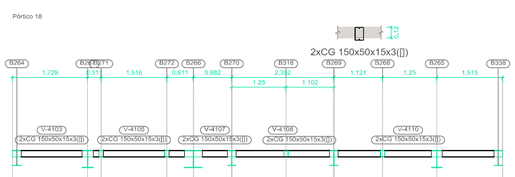


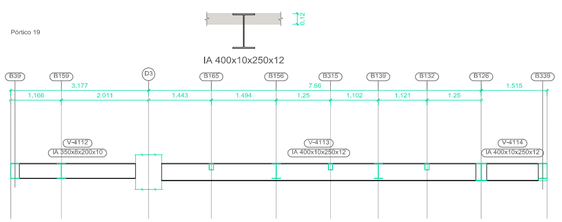












mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

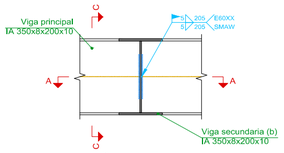
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

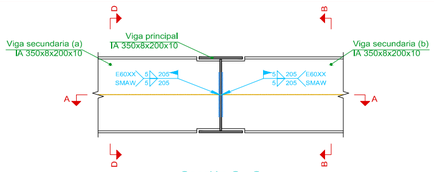
CONTENIDO:
ARMADO DE PORTICOS DE LOSA TIPO N+10.62 PB

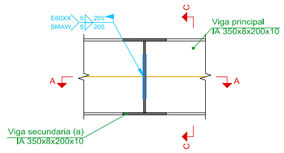
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

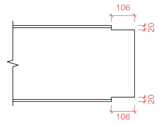
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	2 de 2

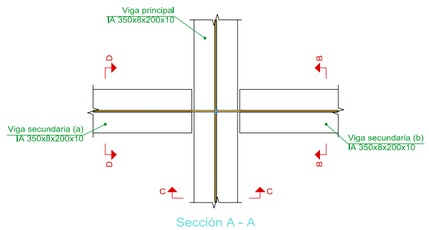
Tipo 1

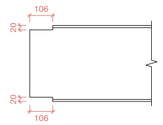






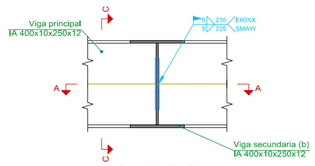


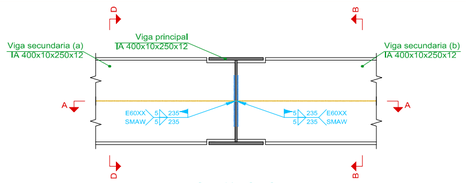


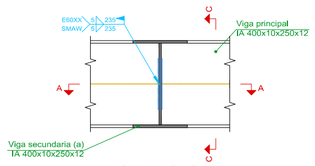


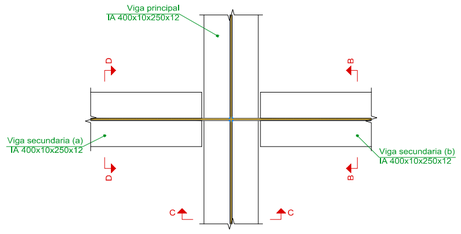
Escala 1:20

Tipo 2



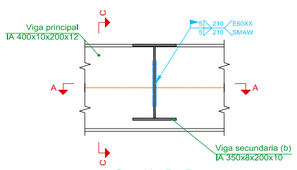


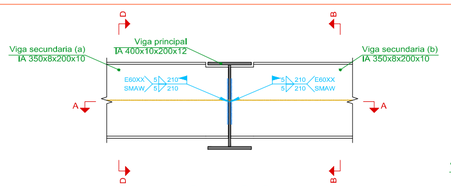


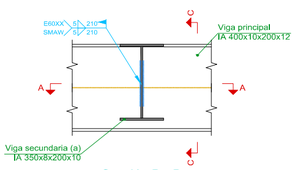


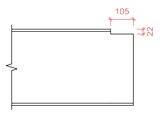
Escala 1:20

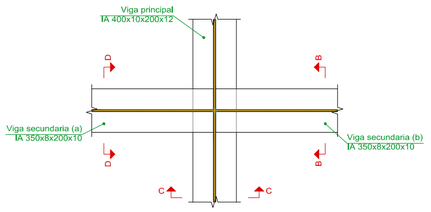
Tipo 3

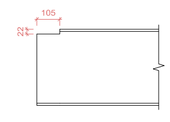






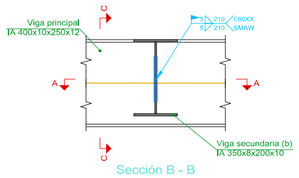


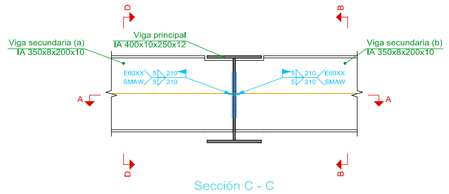


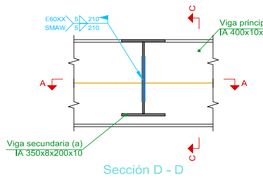


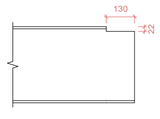
Escala 1:20

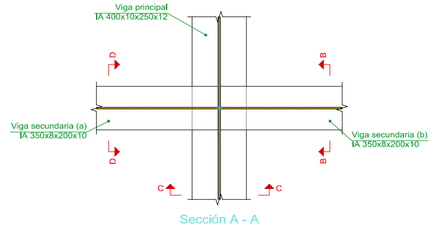
Tipo 4

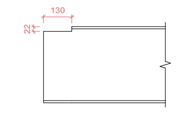






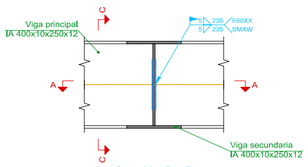


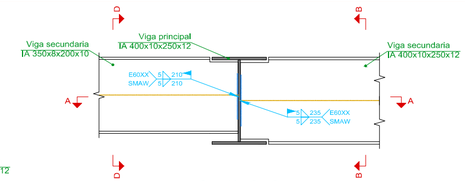


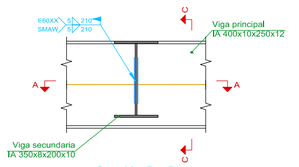


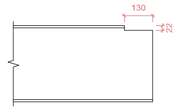
Escala 1:20

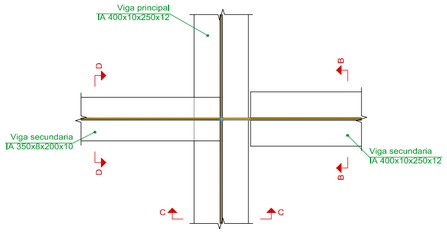
Tipo 5

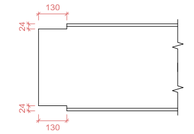






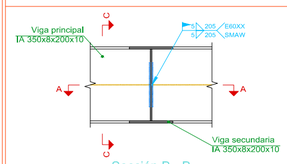


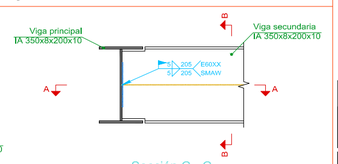


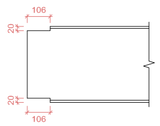


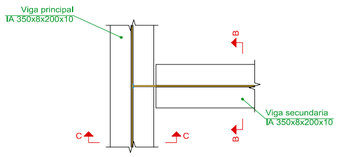
Escala 1:20

Tipo 6









Escala 1:20

mail: mayri1107@hotmail.com telf.: 098 492 4628	UNIVERSIDAD DEL AZUAY FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES	UNIVERSIDAD DEL AZUAY

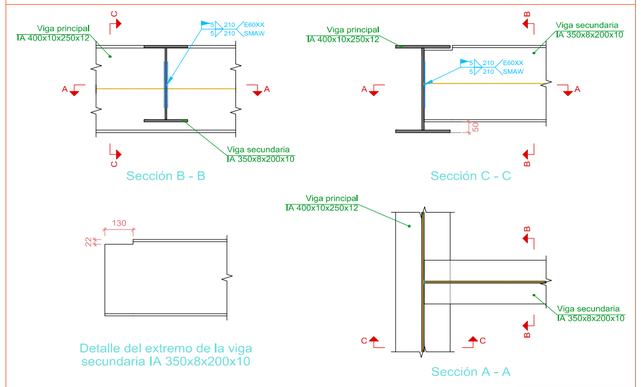
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO: UNIONES

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

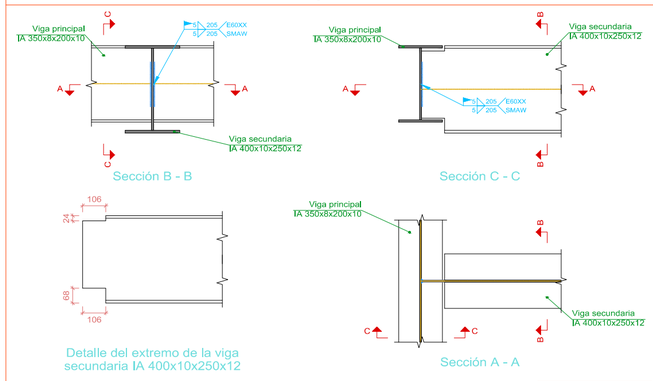
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 3

Tipo 7



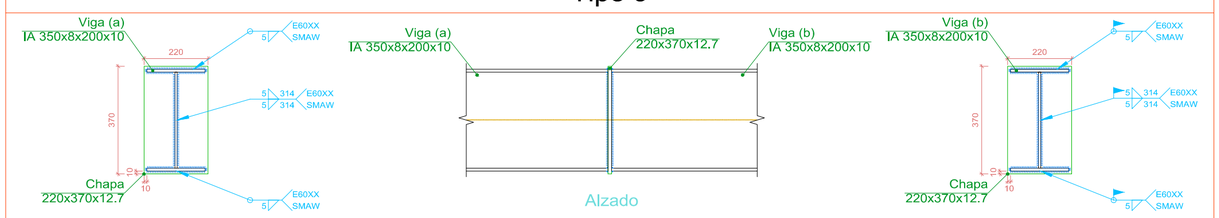
Escala 1:20

Tipo 8



Escala 1:20

Tipo 9



Escala 1:15

Soldaduras				
Clase de resistencia	Ejecución	Tipo	Lado (mm)	Longitud de cordones (mm)
E60XX	En taller	De filete	5	1420
	En el lugar de montaje	De filete	5	96920

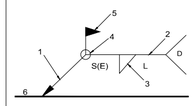
Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
A36	Chapas	1	220x370x12.7	8.12
			Total	8.12

REFERENCIAS Y SIMBOLOGÍA

Para la representación de los símbolos de soldaduras se consideran las indicaciones de la norma ANSI/AWS A2.4-98 'STANDARD SYMBOLS FOR WELDING, BRAZING, AND NONDESTRUCTIVE EXAMINATION'.

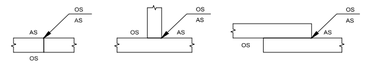
MÉTODO DE REPRESENTACIÓN DE SOLDADURAS

Conforme a la figura 2 de ANSI/AWS A2.4-98 y a los tipos de soldaduras empleadas en este proyecto, se desarrolla el siguiente esquema de representación de una soldadura:



Referencias:
1: flecha (conexión entre 2 y 6)
2: línea de referencia
3: símbolo de soldadura
4: símbolo soldadura perimetral.
5: símbolo de soldadura en el lugar de montaje.
6: línea del dibujo que identifica la unión propuesta.
S: profundidad del bisel. En soldaduras en ángulo, es el lado del cordón de soldadura.
(E): tamaño del cordón en soldaduras a tope.
L: longitud efectiva del cordón de soldadura
D: dato suplementario. En general, la serie de electrodo a utilizar y el proceso precualificado de soldeo.

La información relacionada con el lado de la unión soldada a la que apunta la flecha, se coloca por debajo de la línea de referencia, mientras que para el lado opuesto, se indica por encima de la línea de referencia:

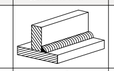
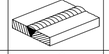
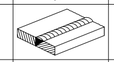
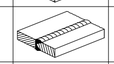
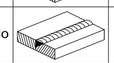
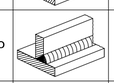
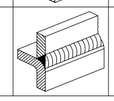


Donde:

OS(Other Side): es el otro lado de la flecha

AS(Arrow Side): es el lado de la flecha

Referencia 3

Designación	Ilustración	Símbolo
Soldadura de filete		
Soldadura a tope en 'V' simple (con chaflán)		
Soldadura a tope en bisel simple		
Soldadura a tope en bisel doble		
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

UNIONES

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	2 de 3

UNIONES SOLDADAS EN ESTRUCTURA METÁLICA

NORMA:

ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings Chapter J. Design of Connections.

MATERIALES:

- Perfiles (Material base): A36.

- Material de aportación (soldaduras): Electrodos de la serie E60XX. Para los materiales empleados y el procedimiento de soldadura SMAW (Arco eléctrico con electrodo revestido), se cumplen las condiciones de compatibilidad entre materiales exigidas por el artículo J.2.6.

DEFINICIONES PARA SOLDADURAS EN ÁNGULO:

- Garganta efectiva: es igual a la menor distancia medida desde la raíz a la cara plana teórica de la soldadura (J.2.2a).

- Lado del cordón: es el menor de los dos lados situados en las caras de fusión del mayor triángulo que puede ser inscrito en la sección de la soldadura (AWS D1.1/D1.1M:2002 Annex B).

- Raíz de la soldadura: es la intersección de las caras de fusión (AWS D1.1/D1.1M:2002 Annex B).

- Longitud efectiva del cordón de soldadura: es igual a la longitud total de la soldadura con dimensiones uniformes, incluidos los retornos (art. 2.3.2.1 of AWS D1.1/D1.1M:2002).

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS:

1) Las prescripciones consideradas en este proyecto se aplican a uniones soldadas donde:

- Los aceros de las piezas a unir tienen un límite elástico no mayor que 100 ksi [690 MPa] (artículo 1.2 (1) AWS D1.1/D1.1M:2002).

- Los espesores de las piezas a unir son al menos de 1/8 in [3mm] (artículo 1.2 (2) AWS D1.1/D1.1M:2002).

- Las piezas soldadas no son de sección tubular.

2) En soldaduras a tope de penetración total o parcial se cumple que:

- La longitud efectiva de las soldaduras de penetración total o parcial es igual a la dimensión de las piezas unidas perpendicular a la dirección de las tensiones de tracción o compresión. (art. 2.3.1.1 of AWS D1.1/D1.1M:2002).

- En soldaduras de penetración total, la garganta efectiva es igual al menor espesor de las piezas unidas (art. 2.3.1.2 of AWS D1.1/D1.1M:2002).

- En soldaduras de penetración parcial, el espesor mínimo de la garganta efectiva cumple con los valores de la siguiente tabla:

Tabla J2.3 ANSI/AISC 360-10	
Menor espesor de las piezas a unir (mm)	Espesor mínimo de garganta efectiva (mm)
Menor o igual que 6	3
Menor o igual que 13	5
Menor o igual que 19	6
Menor o igual que 38	8
Menor o igual que 57	10
Menor o igual que 150	13
Mayor que 150	16

- El espesor de garganta efectiva de las soldaduras de penetración parcial se determina según la tabla J2.1.

3) En soldaduras en ángulo se cumple que:

- El tamaño mínimo del lado de una soldadura en ángulo cumple con los valores de la siguiente tabla:

Tabla J2.4 ANSI/AISC 360-10	
Menor espesor de las piezas a unir (mm)	Tamaño mínimo del lado de una soldadura en ángulo[a] (mm)
Menor o igual que 6	3
Menor o igual que 13	5
Menor o igual que 19	6
Mayor que 19	8
[a] Ejecutada en una sola pasada	

- El tamaño máximo del lado de una soldadura en ángulo a lo largo de los bordes de piezas soldadas cumple con el artículo J2.2b, el cual exige que:

  - debe ser menor o igual que el espesor de la pieza si dicho espesor es menor que 6 mm,

  - debe ser menor o igual que el espesor de la pieza menos 2 mm si dicho espesor es mayor o igual que 6 mm

- La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo cumple que es mayor o igual que 4 veces el tamaño de su lado, o bien que el lado no se considera mayor que el 25 % de la longitud efectiva de la soldadura. Adicionalmente, la longitud efectiva de una soldadura en ángulo sujeta a cualquier solicitación de cálculo no es inferior a 40 mm (J2.2b).

4) En el detalle de las soldaduras se indica la longitud efectiva del cordón (longitud sobre la cual el cordón tiene su tamaño completo). Para alcanzar dicha longitud, puede ser necesario prolongar el cordón rodeando las esquinas, con el mismo tamaño de cordón.

5) Las soldaduras en ángulo de uniones en 'T' con ángulos menores que 30° no se consideran como efectivas para la transmisión de las cargas aplicadas (artículo 2.3.3.4 AWS D1.1/D1.1M:2002).

6) En los procesos de fabricación y montaje se deberá cumplir con los requisitos indicados en el capítulo 5 de AWS D1.1/D1.1M:2002 y capítulo M de ANSI/AISC 360-10. En lo que respecta a la preparación del metal base, se exige que las superficies sobre las cuales se depositará el metal de aportación sean suaves, uniformes, y libres de desgarramientos, fisuras y otras discontinuidades que afectarían a la calidad o resistencia de la soldadura. Las superficies a soldar y las superficies adyacentes a una soldadura, deberán estar también libres de laminillas, escamas, óxido suelto o adherido, escoria, herrumbre, humedad, aceite, grasa y otros materiales extraños que impidan una soldadura apropiada o produzcan emisiones perjudiciales.

COMPROBACIONES:

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

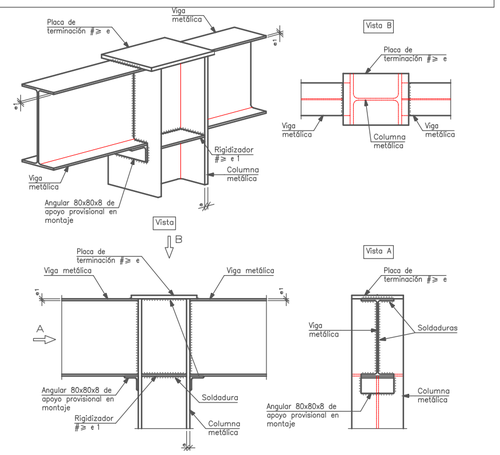
- El método utilizado para la comprobación de la resistencia de los cordones de soldadura es aquel en el que las tensiones calculadas en los cordones (resultante vectorial), se consideran como tensiones de corte aplicadas sobre el área efectiva (artículo J.2.4 ANSI/AISC 360-10).

- El área efectiva de un cordón de soldadura es igual al producto de la longitud efectiva del cordón por el espesor de garganta efectiva (artículo J2.2a ANSI/AISC 360-10).

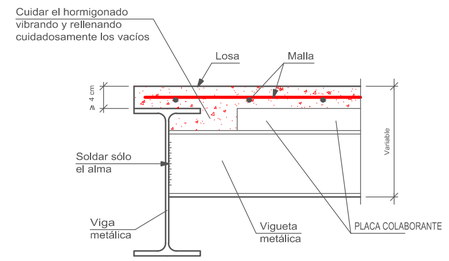
- Los esfuerzos provenientes de combinaciones sísmicas se han mayorado por un factor igual a 1.375.

EDITADO Y CORREGIDO CON NEC SIN CIMENTACION

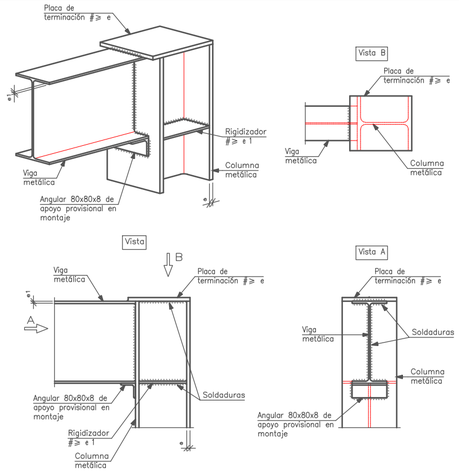
Unión semirrígida en línea de columnas de viga con columna I de última planta.



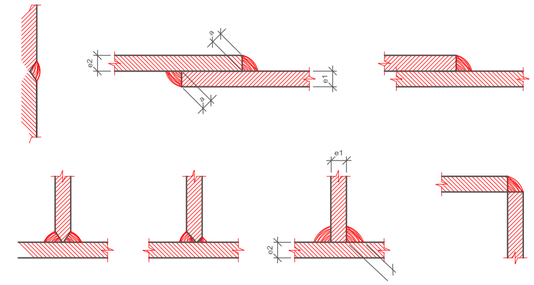
Apoyo en extremo de vano con losa embebida en viga metálica descolgada. Losa mixta en placa colaborante Viguetas metálicas.



Unión semirrígida en extremo de vano de viga con columna I de última planta.



Alternativas de soldaduras

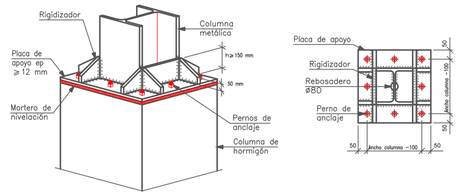


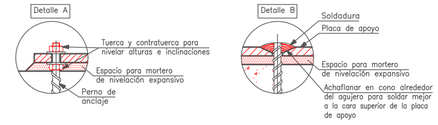
Los cordones de soldadura serán continuos y de penetración completa

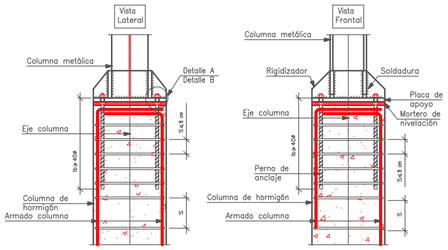
$e1 > e2 : a \geq 1/2\ e1$

$e2 > e1 : a > 1/2\ e2$

Empalme de columna metálica con columna inferior de hormigón.







mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

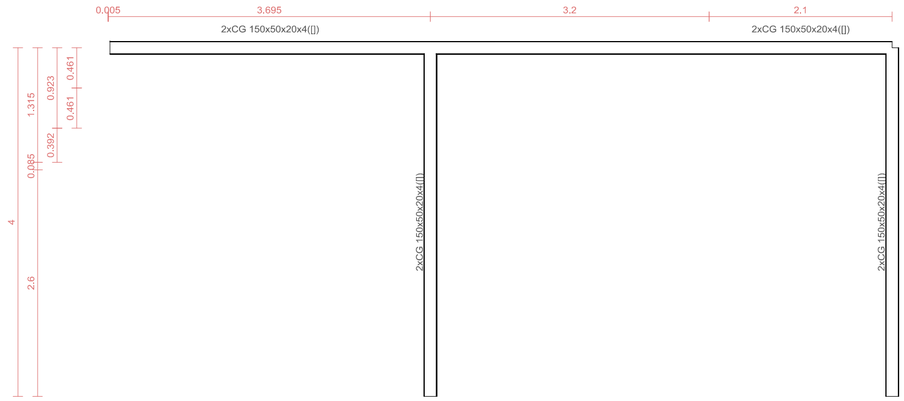
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO: UNIONES

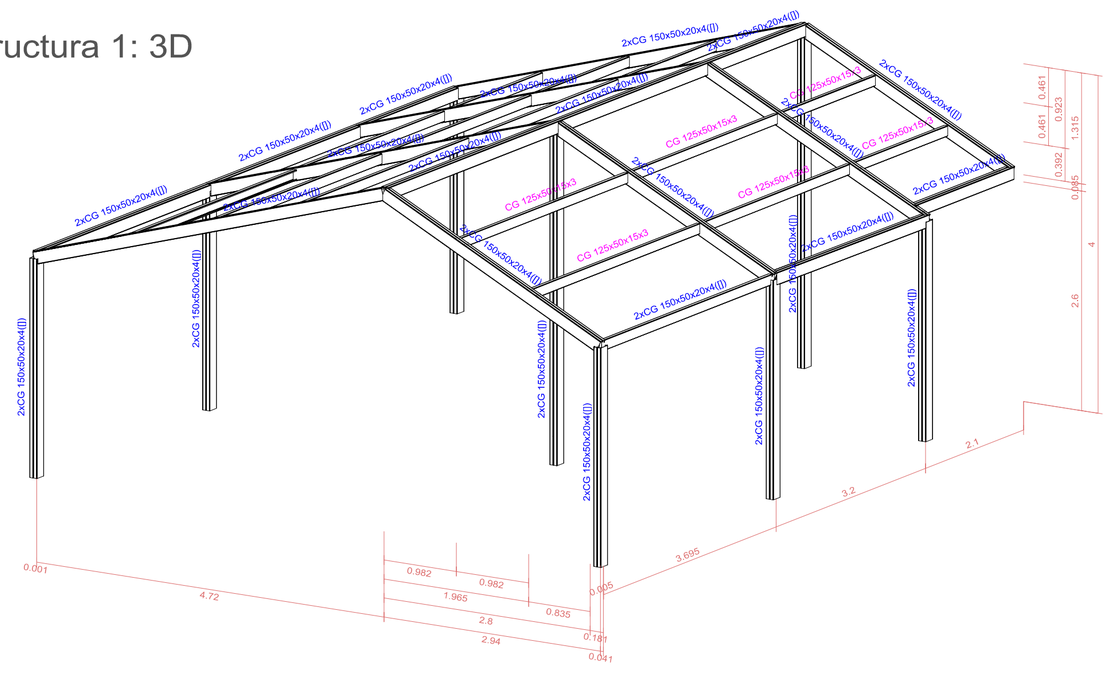
CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	3 de 3

Estructura 1: 2D: portlo



Estructura 1: 3D



METAL FINAL
Estructura 1
Norma de acero conformado: AISI S100-2007 (LRFD)
Acero conformado: ASTM A 36 36 ksi
Escala: 1:50

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

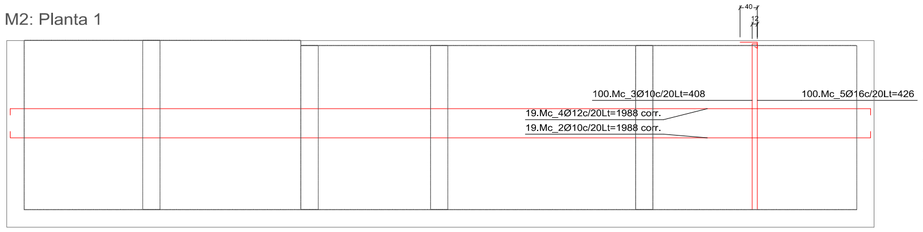
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

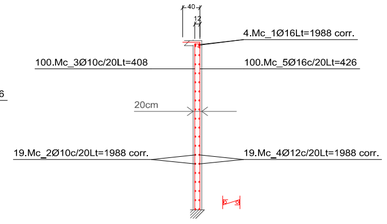
CONTENIDO:
ARMADO DE CUBIERTA METALICA

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 1

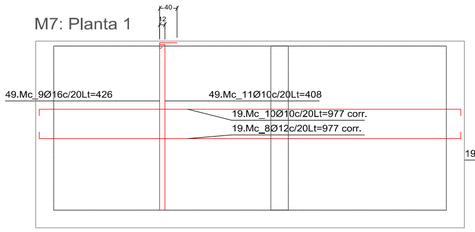
M2: Planta 1

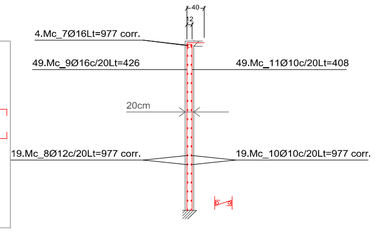




Ver despiece de zapatas

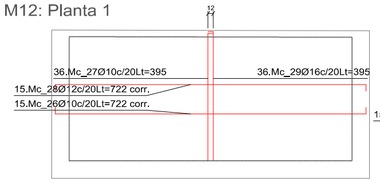
M7: Planta 1

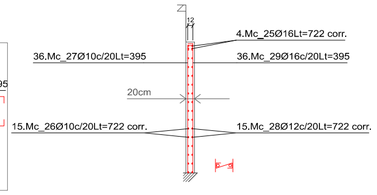




Ver despiece de zapatas

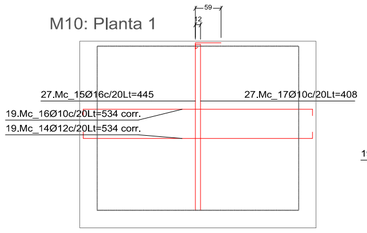
M12: Planta 1

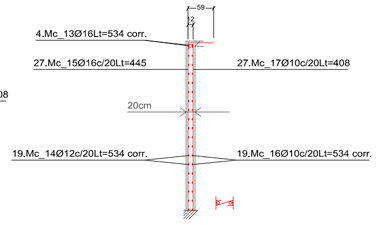




Ver despiece de zapatas

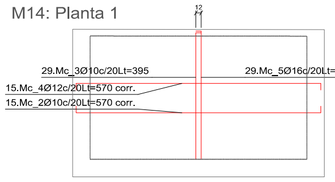
M10: Planta 1

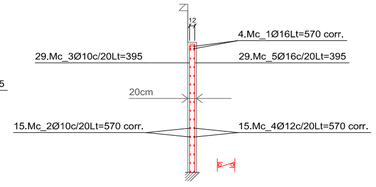




Ver despiece de zapatas

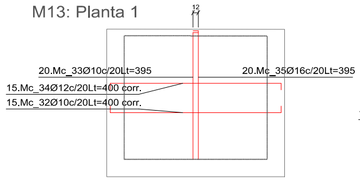
M14: Planta 1

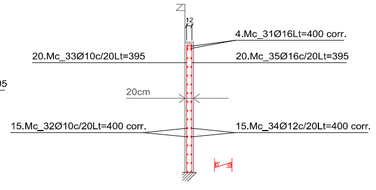




Ver despiece de zapatas

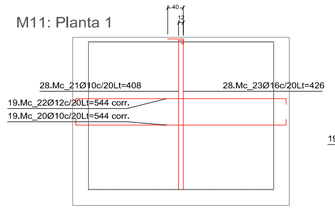
M13: Planta 1

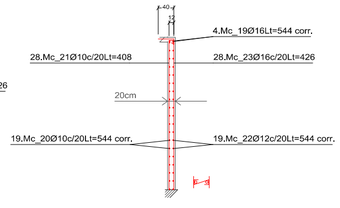




Ver despiece de zapatas

M11: Planta 1





Ver despiece de zapatas

P(6) Muros Sótano

Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 20 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M2	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	79.52	125.5
	2	Ø10	19		VAR.		VAR.	377.72	232.8
	3	Ø10	100	0.22	3.86		4.08	408	251.4
	4	Ø12	19		VAR.		VAR.	377.72	335.4
	5	Ø16	100	0.4	3.86		4.26	426	672.5
	6	Ø3/8"	1900		0.22		0.22	418	234.0
								Total+10%:	2036.8
M7	7	Ø16	4		VAR.		VAR.	39.08	61.7
	8	Ø12	19		VAR.		VAR.	185.63	164.8
	9	Ø16	49	0.4	3.86		4.26	208.74	329.5
	10	Ø10	19		VAR.		VAR.	185.63	114.4
	11	Ø10	49	0.22	3.86		4.08	199.92	123.2
	12	Ø3/8"	931		0.22		0.22	204.82	114.6
								Total+10%:	999.0
M10	13	Ø16	4		VAR.		VAR.	21.36	33.7
	14	Ø12	19		VAR.		VAR.	101.46	90.1
	15	Ø16	27	0.59	3.86		4.45	120.15	189.7
	16	Ø10	19		VAR.		VAR.	101.46	62.5
	17	Ø10	27	0.22	3.86		4.08	110.16	67.9
	18	Ø3/8"	513		0.22		0.22	112.86	63.2
								Total+10%:	557.8
M11	19	Ø16	4		VAR.		VAR.	21.76	34.4
	20	Ø10	19		VAR.		VAR.	103.36	63.7
	21	Ø10	28	0.22	3.86		4.08	114.24	70.4
	22	Ø12	19		VAR.		VAR.	103.36	91.8
	23	Ø16	28	0.4	3.86		4.26	119.28	188.3
	24	Ø3/8"	532		0.22		0.22	117.04	65.5
								Total+10%:	565.5
M12	25	Ø16	4		VAR.		VAR.	28.88	45.6
	26	Ø10	15		VAR.		VAR.	108.3	66.7
	27	Ø10	36	0.12	3.83		3.95	142.2	87.6
	28	Ø12	15		VAR.		VAR.	108.3	96.2
	29	Ø16	36	0.12	3.83		3.95	142.2	224.5
	30	Ø3/8"	540		0.22		0.22	118.8	66.5
								Total+10%:	645.8
M13	31	Ø16	4		VAR.		VAR.	16	25.3
	32	Ø10	15		VAR.		VAR.	60	37.0
	33	Ø10	20	0.12	3.83		3.95	79	48.7
	34	Ø12	15		VAR.		VAR.	60	53.3
	35	Ø16	20	0.12	3.83		3.95	79	124.7
	36	Ø3/8"	300		0.22		0.22	66	36.9
								Total+10%:	358.5
M14	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	22.8	36.0
	2	Ø10	15		VAR.		VAR.	85.5	52.7
	3	Ø10	29	0.12	3.83		3.95	114.55	70.6
	4	Ø12	15		VAR.		VAR.	85.5	75.9
	5	Ø16	29	0.12	3.83		3.95	114.55	180.8
	6	Ø3/8"	435		0.22		0.22	95.7	53.6
								Total+10%:	516.6
								Ø3/8":	692.2
								Ø10:	1472.2
								Ø12:	990.9
								Ø16:	2477.7
								Total:	5163.4

Escala: 1:100
MAYRA 13 Metal FINAL

La armadura de los muros se supone corrida. No se tienen en cuenta, ni en el dibujo, ni en el cómputo, los empalmes y los huecos.

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

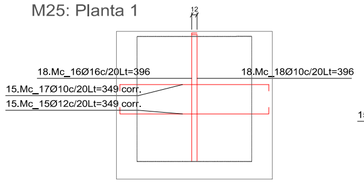
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

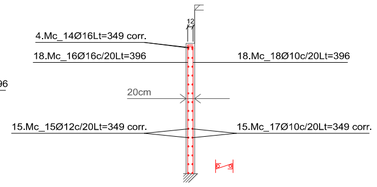
CONTENIDO: ARMADO DE MUROS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 3

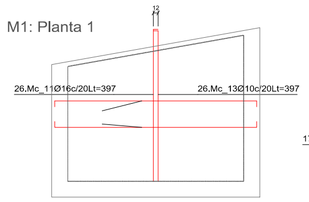
M25: Planta 1

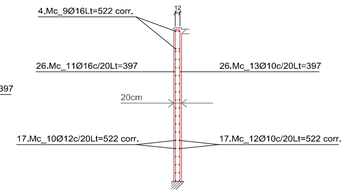




Ver despiece de zapatas

M1: Planta 1



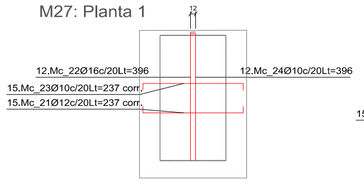


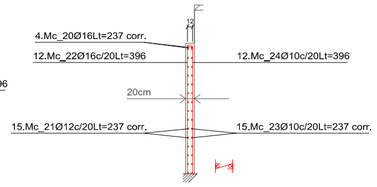
Ver despiece de zapatas

Escala: 1:100
MAYRA 13 Metal FINAL

La armadura de los muros se supone corrida. No se tienen en cuenta, ni en el dibujo, ni en el cómputo, los empalmes y los huecos.

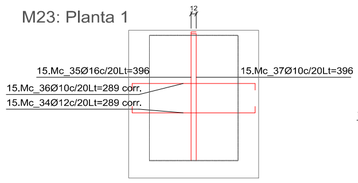
M27: Planta 1

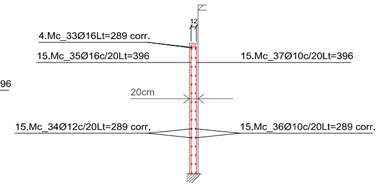




Ver despiece de zapatas

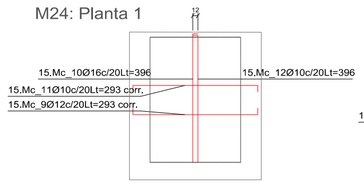
M23: Planta 1

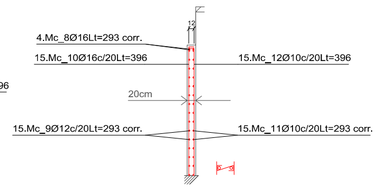




Ver despiece de zapatas

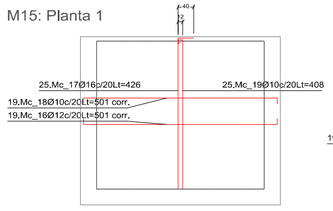
M24: Planta 1

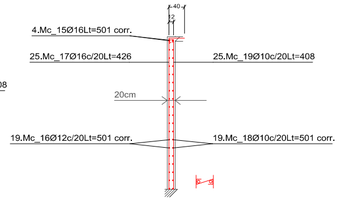




Ver despiece de zapatas

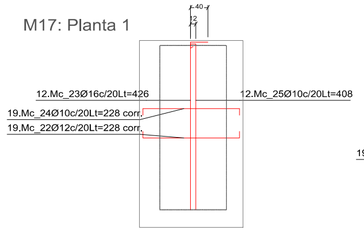
M15: Planta 1

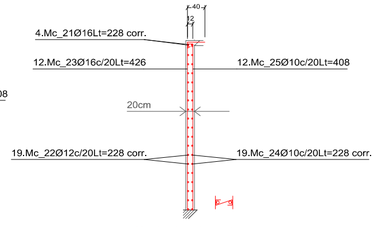




Ver despiece de zapatas

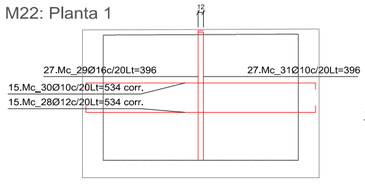
M17: Planta 1

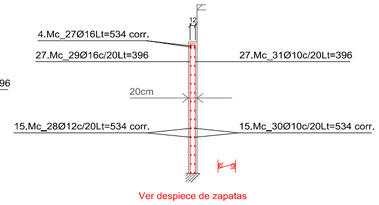




Ver despiece de zapatas

M22: Planta 1





Ver despiece de zapatas

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M20	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	8	12,6
	2	Ø12	224		VAR.		VAR.	448	397,8
	3	Ø16	16		5,4		5,4	86,4	136,4
	4	Ø3/8"	896		0,22		0,22	197,12	110,3
	5	Ø16	80		4,74		4,74	379,2	598,6
	6	Ø16	16		3,72		3,72	59,52	94,0
	7	Ø16	16	1,34	4,6		5,94	95,04	150,0
								Total+10%:	1649,7
M24	8	Ø16	4		VAR.		VAR.	11,72	18,5
	9	Ø12	15		VAR.		VAR.	43,95	39,0
	10	Ø16	15	0,12	3,84		3,96	59,4	93,8
	11	Ø10	15		VAR.		VAR.	43,95	27,1
	12	Ø10	15	0,12	3,84		3,96	59,4	36,6
	13	Ø3/8"	225		0,22		0,22	49,5	27,7
								Total+10%:	267,0
M25	14	Ø16	4		VAR.		VAR.	13,96	22,0
	15	Ø12	15		VAR.		VAR.	52,35	46,5
	16	Ø16	18	0,12	3,84		3,96	71,28	112,5
	17	Ø10	15		VAR.		VAR.	52,35	32,3
	18	Ø10	18	0,12	3,84		3,96	71,28	43,9
	19	Ø3/8"	270		0,22		0,22	59,4	33,2
								Total+10%:	319,4
M27	20	Ø16	4		VAR.		VAR.	9,48	15,0
	21	Ø12	15		VAR.		VAR.	35,55	31,6
	22	Ø16	12	0,12	3,84		3,96	47,52	75,0
	23	Ø10	15		VAR.		VAR.	35,55	21,9
	24	Ø10	12	0,12	3,84		3,96	47,52	29,3
	25	Ø3/8"	180		0,22		0,22	39,6	22,2
								Total+10%:	214,5
HP3	29	Ø16	2		2,6		2,6	5,2	8,2
	30	Ø16	4		2,8		2,8	11,2	17,7
	31	Ø16	4		1,2		1,2	4,8	7,6
	32	Ø16	4		1,3		1,3	17,48	27,6
	33	Ø10	22		0,58		0,58	12,76	7,9
								Total+10%:	69,0
								(x7):	483,0
								Ø3/8":	212,8
								Ø10:	218,9
								Ø12:	566,3
								Ø16:	1784,9
								Total:	2782,9

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M1	9	Ø16	4		VAR.		VAR.	20,88	33,0
	10	Ø12	17		VAR.		VAR.	88,74	78,8
	11	Ø16	26	0,12	3,85		3,97	103,22	162,9
	12	Ø10	17		VAR.		VAR.	88,74	54,7
	13	Ø10	26	0,12	3,85		3,97	103,22	63,6
	14	Ø3/8"	459		0,22		0,22	100,98	56,5
								Total+10%:	494,5
M15	15	Ø16	4		VAR.		VAR.	20,04	31,6
	16	Ø12	19		VAR.		VAR.	95,19	84,5
	17	Ø16	25	0,4	3,86		4,26	106,5	168,1
	18	Ø10	19		VAR.		VAR.	95,19	58,7
	19	Ø10	25	0,22	3,86		4,08	102	62,9
	20	Ø3/8"	475		0,22		0,22	104,5	58,5
								Total+10%:	510,7
M17	21	Ø16	4		VAR.		VAR.	9,12	14,4
	22	Ø12	19		VAR.		VAR.	43,32	38,5
	23	Ø16	12	0,4	3,86		4,26	51,12	80,7
	24	Ø10	19		VAR.		VAR.	43,32	26,7
	25	Ø10	12	0,22	3,86		4,08	48,96	30,2
	26	Ø3/8"	228		0,22		0,22	50,16	28,1
								Total+10%:	240,5
M22	27	Ø16	4		VAR.		VAR.	21,36	33,7
	28	Ø12	15		VAR.		VAR.	80,1	71,1
	29	Ø16	27	0,12	3,84		3,96	106,92	168,8
	30	Ø10	15		VAR.		VAR.	80,1	49,4
	31	Ø10	27	0,12	3,84		3,96	106,92	65,9
	32	Ø3/8"	405		0,22		0,22	89,1	49,9
								Total+10%:	482,7
M23	33	Ø16	4		VAR.		VAR.	11,56	18,2
	34	Ø12	15		VAR.		VAR.	43,35	38,5
	35	Ø16	15	0,12	3,84		3,96	59,4	93,8
	36	Ø10	15		VAR.		VAR.	43,35	26,7
	37	Ø10	15	0,12	3,84		3,96	59,4	36,6
	38	Ø3/8"	225		0,22		0,22	49,5	27,7
								Total+10%:	265,7
								Ø3/8":	253,9
								Ø10:	526,8
								Ø12:	380,0
								Ø16:	1040,6
								Total:	2201,3

P(6) Muros Sótano

Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 20 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

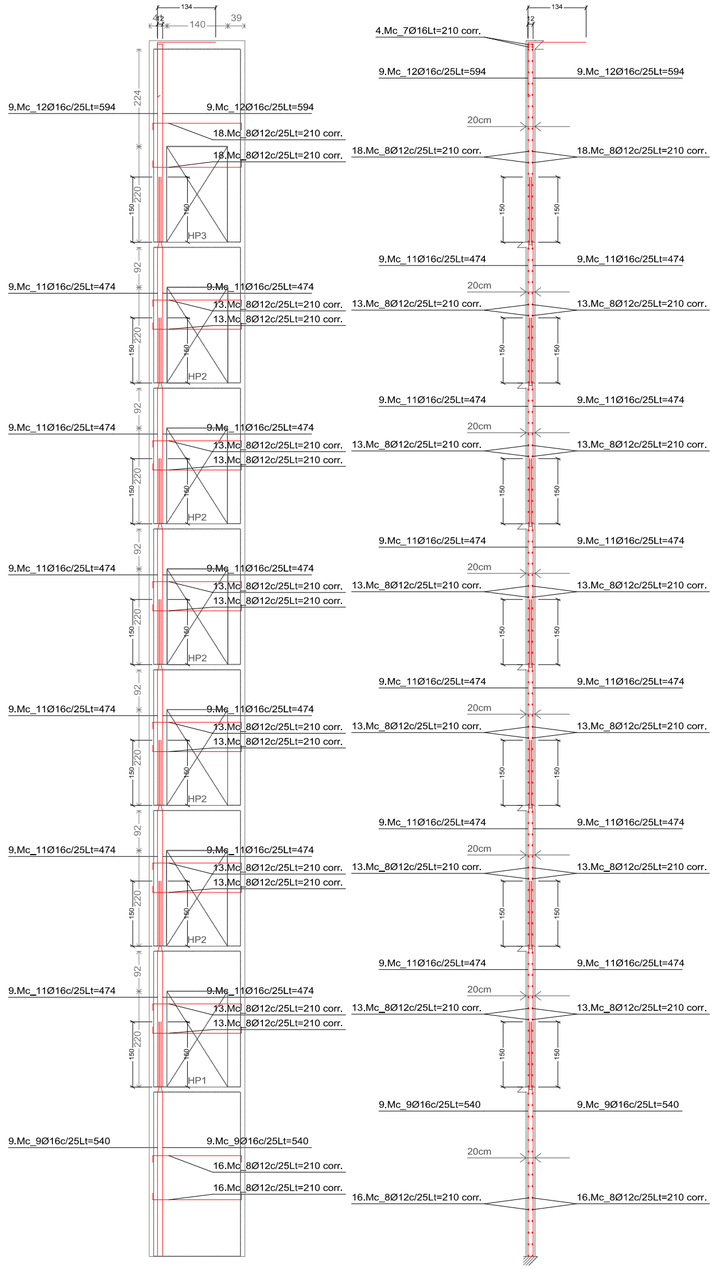
PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:

ARMADO DE MUROS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

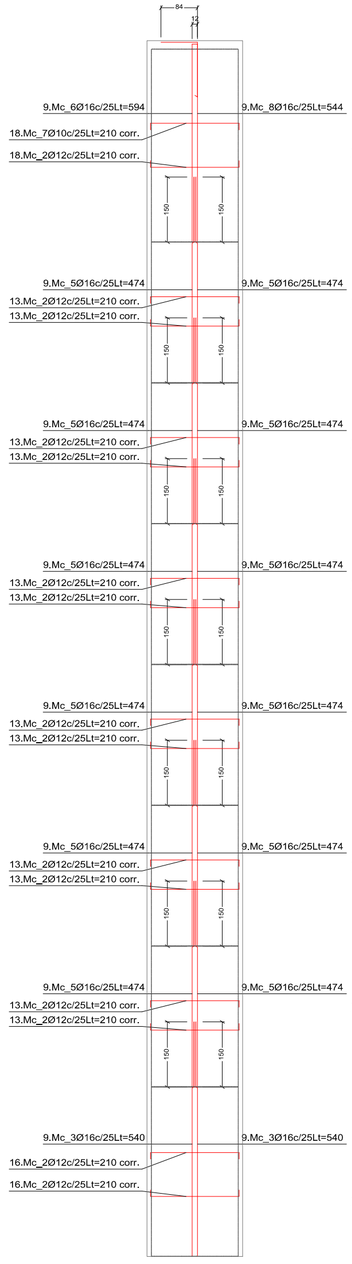
ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	2 de 3

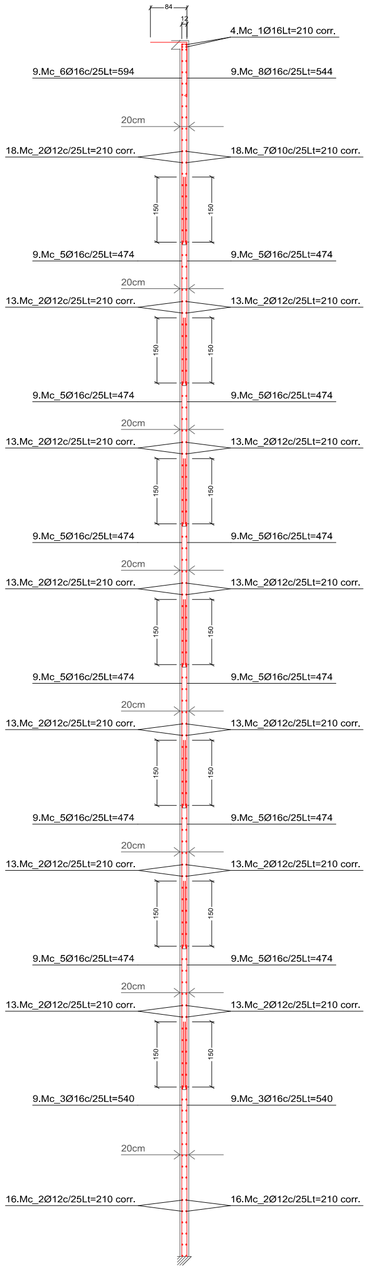


M18: Plantas 1 a 8

P(4) Muros Ascensor

Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 25 cm





M19, M20, M21: Plantas 1 a 8

P(4) Muros Ascensor

Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 25 cm

Escala: 1:100

MAYRA 13 Metal FINAL

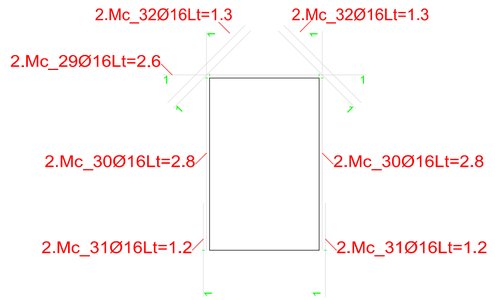
La armadura de los muros se supone corrida. No se tienen en cuenta, ni en el dibujo, ni en el cómputo, los empalmes y los huecos.

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M18	7	Ø16	4		VAR.		VAR.	8,4	13,3
	8	Ø12	224		VAR.		VAR.	470,4	417,6
	9	Ø16	18		5,4		5,4	97,2	153,4
	10	Ø3/8"	1008		0,22		0,22	221,76	124,1
	11	Ø16	108		4,74		4,74	511,92	808,1
	12	Ø16	18	1,34	4,6		5,94	106,92	168,8
								Total+10%:	1853,8
								Ø3/8":	124,1
								Ø12:	417,6
								Ø16:	1143,6
								Total:	1685,3

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M19	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	8,4	13,3
	2	Ø12	206		VAR.		VAR.	432,6	384,1
	3	Ø16	18		5,4		5,4	97,2	153,4
	4	Ø3/8"	846		0,22		0,22	186,12	104,2
	5	Ø16	108		4,74		4,74	511,92	808,1
	6	Ø16	9	1,34	4,6		5,94	53,46	84,4
	7	Ø10	18		VAR.		VAR.	37,8	23,3
	8	Ø16	9	0,84	4,6		5,44	48,96	77,3
								Total+10%:	1812,9
								Ø3/8":	114,6
								Ø10:	25,6
								Ø12:	422,5
								Ø16:	1250,2
								Total:	1812,9

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M20	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	8,4	13,3
	2	Ø12	206		VAR.		VAR.	432,6	384,1
	3	Ø16	18		5,4		5,4	97,2	153,4
	4	Ø3/8"	846		0,22		0,22	186,12	104,2
	5	Ø16	108		4,74		4,74	511,92	808,1
	6	Ø16	9	1,34	4,6		5,94	53,46	84,4
	7	Ø10	18		VAR.		VAR.	37,8	23,3
	8	Ø16	9	0,84	4,6		5,44	48,96	77,3
								Total+10%:	1812,9
								Ø3/8":	114,6
								Ø10:	25,6
								Ø12:	422,5
								Ø16:	1250,2
								Total:	1812,9

Elemento	Mc.	Diám.	No.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Long. (m)	Total (m)	fy 4200 (kg)
M21	1	Ø16	4		VAR.		VAR.	8,4	13,3
	2	Ø12	206		VAR.		VAR.	432,6	384,1
	3	Ø16	18		5,4		5,4	97,2	153,4
	4	Ø3/8"	846		0,22		0,22	186,12	104,2
	5	Ø16	108		4,74		4,74	511,92	808,1
	6	Ø16	9	1,34	4,6		5,94	53,46	84,4
	7	Ø10	18		VAR.		VAR.	37,8	23,3
	8	Ø16	9	0,84	4,6		5,44	48,96	77,3
								Total+10%:	1812,9
								Ø3/8":	114,6
								Ø10:	25,6
								Ø12:	422,5
								Ø16:	1250,2
								Total:	1812,9



mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 4628

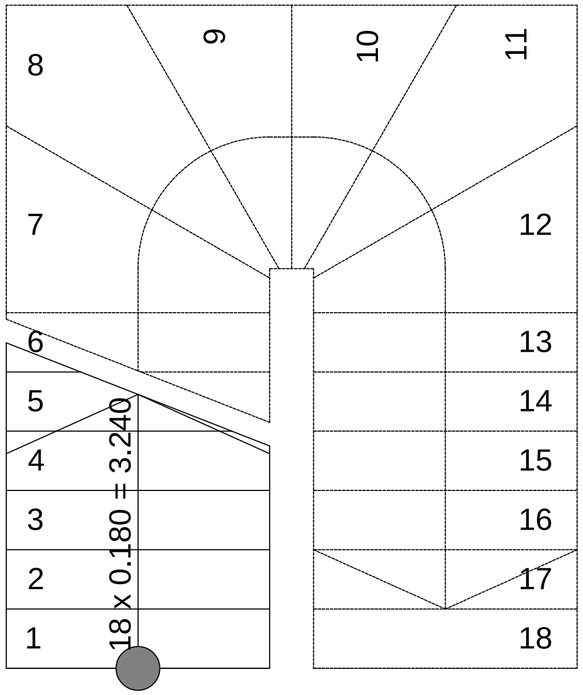
UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO: "ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

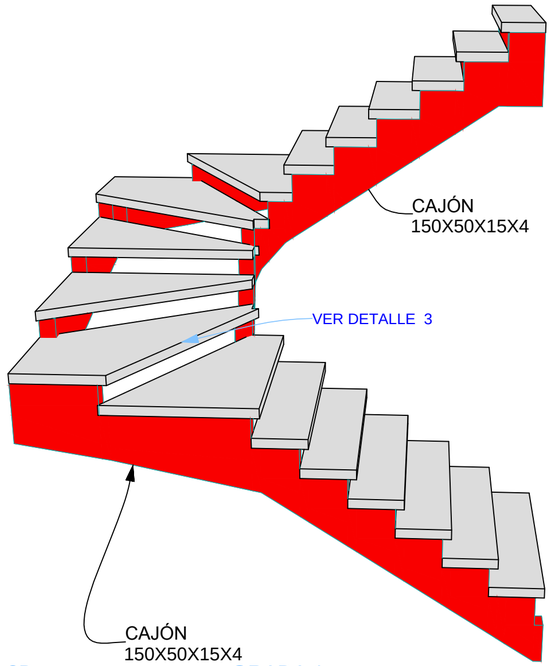
CONTENIDO: ARMADO DE MUROS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD.Msc. SENESCYT CU-12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	3 de 3

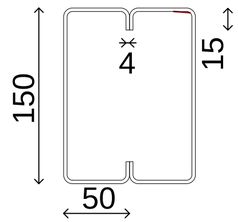


PLANTA GRADA METÁLICA 1:20



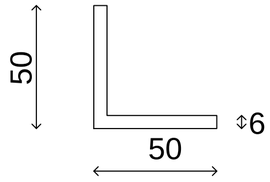
3D GRADA 1

DETALLE ①
ESTRUCTURA ESCALERA
CAJÓN 150X50X15X4

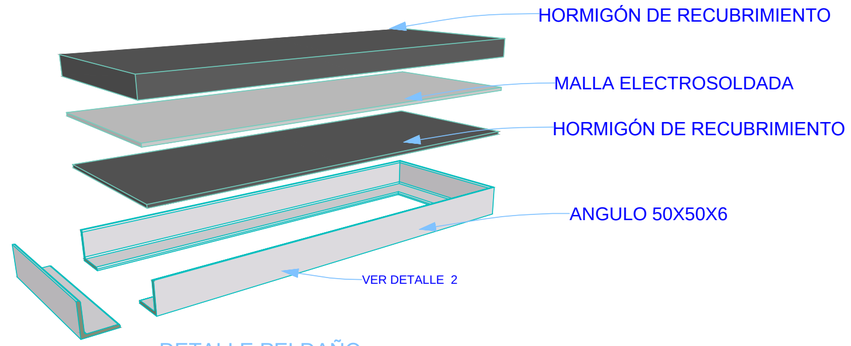


0. Ground Floor 1:20

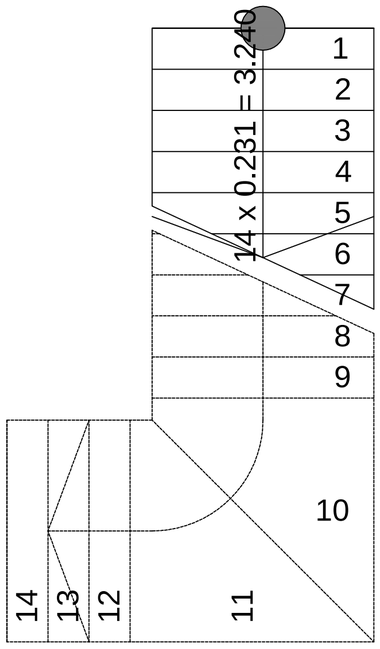
DETALLE ②
SOPORTE PELDAÑO



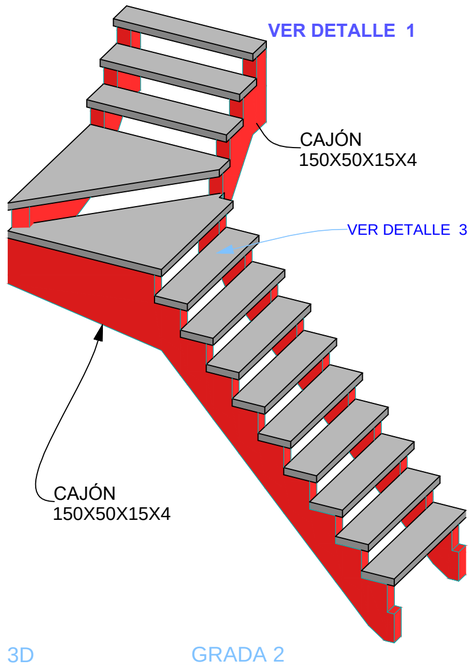
0. Ground Floor 1:20



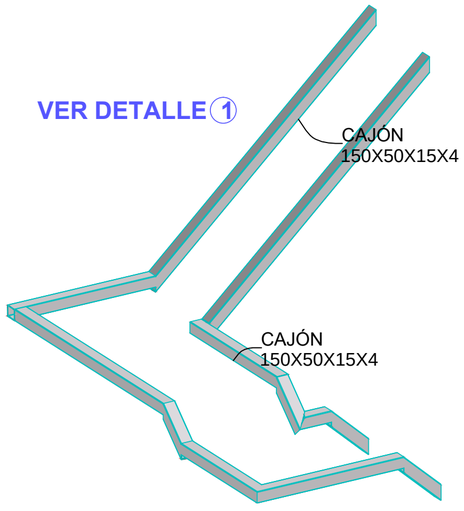
DETALLE PELDAÑO



PLANTA GRADA METÁLICA 1:20



3D GRADA 2



ESTRUCTURA METÁLICA GRADA

mail: mayri1107@hotmail.com
telf.: 098 492 - 4628
UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIRIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO:
"ESTUDIOS A NIVEL DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO LA RIVIERA"

CONTENIDO:
INGENIERIA DE DETALLE ESCALERAS METALICAS

CONSULTOR:	REVISION:	REVISION UNIVERSITARIA:
MAYRA ALEJANDRA PROAÑO NARVAEZ CODIGO: 46009	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES PhD. Msc. SENESCYT CU 12-3437	ENCARGADO

ESCALA:	FECHA:	ARCHIVO:	HOJA:
INDICADAS	2014 / FEBRERO	ESTR_TESIS_2014	1 de 1