

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

**DISEÑO DEL ENTRAMADO DE ACERO DE LA ESTRUCTURA
SOPORTE DEL EDIFICIO “DIAMANTE PREMIUM CORP”,
UBICADO EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO MECÁNICO**

DIEGO ARMANDO ERAZO CARVAJAL

(diegoerazoc@gmail.com)

LEONARDO VLADIMIR ORDÓÑEZ GONZÁLEZ

(lyoncronosdl@gmail.com)

DIRECTOR: ING. CARLOS OSWALDO BALDEÓN VALENCIA

(carlos.baldeon@epn.edu.ec)

QUITO, ABRIL 2013

DECLARACIÓN

Nosotros, **DIEGO ARMANDO ERAZO CARVAJAL y LEONARDO VLADIMIR ORDÓÑEZ GONZÁLEZ** declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedemos nuestros derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

DIEGO A. ERAZO C.

LEONARDO V. ORDÓÑEZ G.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por los señores: **DIEGO ARMANDO ERAZO CARVAJAL y LEONARDO VLADIMIR ORDÓÑEZ GONZÁLEZ**, bajo mi supervisión.

Ing. Carlos Baldeón Valencia MDI
DIRECTOR

Ing. Ricardo Soto
CO-DIRECTOR

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por mi vida y la oportunidad de vivirla, a mi mama Rosita por su apoyo desinteresado e incondicional de madre en todo tiempo, a mis hermanos Darwin, Mateo, Sandra, Paty, Rudy por ser parte de mi vida y apoyarme en todo momento.

A mis abuelitos Carlos y Nicolasa por ser padres para mí y mis hermanos.

A mis amigos y compañeros de clase, con los cuales he compartido estos últimos años y han sabido ayudarme cuando los he necesitado.

A mi compañero de Tesis Leonardo por acompañarme en cumplir nuestro objetivo.

A mi director de Tesis Ing. Carlos Baldeón por su acertada dirección y quien ha impartido su experiencia y en quien reconozco su enseñanza y amistad.

Ing. Juan Carlos Baldeón y Mayra Cervantes por su apoyo desinteresado en el desarrollo de este proyecto.

Diego

Agradezco a Dios, por sus bendiciones diarias y porque ha sabido darme la sabiduría para ir superando cada obstáculo que se ha puesto en el camino. A mi madre Aguedita porque han sabido darme la guía adecuada, un consejo oportuno y siempre me han apoyado sin medida, con amor y sobre todo paciencia. A mis padres porque ha sido mi fortaleza y un pilar fundamental. A mi hermano mayor Franklin quien es mi ejemplo a seguir, por sus virtudes y principios, por su apoyo tan grande desde que empecé este largo camino hasta su culminación y por sus buenos consejos. A Dianita que ha sabido ser muy oportuna, que me ha ayudado mucho en las buenas y sobre todo en las malas, siendo un pilar importante en este camino. A mis hermanitos Diego y José que han sabido ayudarme a su manera en lo que han podido. A mi compañero de tesis Diego, por su amistad incondicional y sobre todo por la ayuda en la realización de este proyecto de principio a fin. A mi abuelita Rosita que está en el cielo por todo su amor; y a mi abuelita María por cada uno de sus rezos, por sus bendiciones y consejos. A Fernando por su amistad sincera y oportuna, por sus consejos y apoyo. A los verdaderos amigos de la universidad, con los que he compartido la etapa más importante de mi vida, con los que he pasado penas y alegrías, fracasos y éxitos; a todos ellos que en este largo camino han sido relevantes. A los Ingenieros Carlos Baldeón y Juan Carlos Baldeón por su tan acertada guía para el desarrollo del presente proyecto, y a Mayrita por su apoyo. A todos mis familiares y amigos quienes han sabido darme sus buenos deseos y ánimo en todo momento, gracias, mil gracias y que Dios les pague.

Leo

DEDICATORIA

La presente Tesis no sería posible sin la voluntad de Dios, quien me ha regalado la vida y la oportunidad de vivirla.

A mi madre Rosita quien cada mañana me acompaña con su cariño y ha sido motivación en todo momento de mi vida.

A mis hermanos Darwin, Mateo, Sandra, Patricia, Rudy gracias por su apoyo, comprensión y paciencia. Especialmente a la alegría de mi hogar Felipe.

A mis abuelitos Nicolasa y Carlos por su apoyo incondicional conmigo y mi familia.

Ustedes me han inspirado en el transcurso de la vida y de este proyecto.

Diego

Dedico esta tesis a mi madre Aguedita, por todo el apoyo incondicional, por su paciencia, por su amistad, por su bondad, porque a cada instante ha sabido darme su guía; por sus bendiciones y su amor. Por ser mi ejemplo de vida y demostrarme que el superarse solo depende de uno, que para ser alguien importante en la vida solo hay que proponérselo y hacer el bien sin esperar nada a cambio, ya que el mejor regalo es el que las personas te recuerden de buena manera, que la familia es lo más importante porque siempre estará a tu lado en los peores momentos; que el saber guardar una amistad verdadera no tiene precio, que a nuestros enemigos hay que desearles todo lo mejor y que Dios los bendiga siempre.

Leo

CONTENIDO

| | |
|---|------|
| DECLARACIÓN | i |
| CERTIFICACIÓN | II |
| AGRADECIMIENTO | III |
| DEDICATORIA | V |
| CONTENIDO | VI |
| CONTENIDO DE FIGURAS | XVI |
| CONTENIDO DE TABLAS | XX |
| NOMENCLATURA | XXIV |
| RESUMEN | 1 |
| PRESENTACIÓN | 3 |
| CAPÍTULO 1 | 4 |
| 1. GENERALIDADES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL | 4 |
| 1.1. INTRODUCCIÓN | 4 |
| 1.2. EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL | 4 |
| 1.2.1. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL ACERO | 4 |
| 1.2.2. VENTAJAS DEL USO DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL | 5 |
| 1.2.3. DESVENTAJAS DEL USO DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL | 6 |
| 1.3. CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES PARA CONSTRUCCIONES EN ACERO | 7 |
| 1.3.1. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS | 7 |
| 1.3.2. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE | 8 |
| 1.3.3. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE | 9 |
| 1.3.4. MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO | 10 |
| 1.3.5. SISTEMAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA | 11 |
| 1.4. TIPOS DE CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS | 11 |
| 1.4.1. TIPOS DE CONEXIONES SOLDADAS PARA VIGAS | 12 |
| 1.4.1.1. Conexiones soldadas con ángulos soldados al alma | 13 |
| 1.4.1.2. Conexiones soldadas con ángulo de asiento | 13 |
| 1.4.1.3. Conexiones soldadas de asiento atiesado | 14 |
| 1.4.1.4. Conexiones soldadas resistentes a momentos | 15 |

| | |
|---|-----------|
| 1.5. MÉTODOS DE DISEÑO: ASD Y LRFD _____ | 15 |
| 1.6. NORMAS Y CÓDIGOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL _____ | 16 |
| 1.7. CARGAS DE CONSTRUCCIÓN SEGÚN EL MÉTODO LRFD _____ | 17 |
| 1.7.1. CARGAS PERMANENTES (CARGA MUERTA) _____ | 17 |
| 1.7.2. CARGAS DE USO (CARGA VIVA) _____ | 17 |
| 1.7.2.1. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas _____ | 17 |
| 1.7.3. CARGAS DE VIENTO (W) _____ | 18 |
| 1.7.4. CARGAS DE SISMO (E) _____ | 18 |
| 1.7.4.1. El sismo como acción de diseño _____ | 18 |
| 1.8. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD) _____ | 19 |
| 1.9. FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA USADOS EN LAS ESPECIFICACIONES AISC _____ | 20 |
| CAPÍTULO 2 _____ | 22 |
| 2. ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS _____ | 22 |
| 2.1. INTRODUCCIÓN _____ | 22 |
| 2.2. PREFACTIBILIDAD _____ | 22 |
| 2.1.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA _____ | 22 |
| 2.1.2. DETERMINACIÓN DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS _____ | 22 |
| 2.1.3. VOZ DEL USUARIO _____ | 23 |
| 2.1.4. REQUERIMIENTOS DEL DISEÑADOR _____ | 23 |
| 2.1.5. CONCLUSIONES DE LA CASA DE LA CALIDAD _____ | 24 |
| 2.1.5.1. Especificaciones técnicas _____ | 24 |
| 2.3. DEFINICIÓN DEL PROYECTO _____ | 26 |
| 2.4. ALTERNATIVAS DE DISEÑO Y EVALUACIÓN DE SOLUCIONES _____ | 26 |
| 2.4.1. MATERIAL _____ | 27 |
| 2.4.1.1. Acero ASTM A36 (Alternativa 1) _____ | 27 |
| 2.4.1.2. Acero ASTM A572 gr. 50 (Alternativa 2) _____ | 28 |
| 2.4.1.3. Acero ASTM A588 (Alternativa 3) _____ | 28 |
| 2.4.1.4. Criterios _____ | 29 |
| 2.4.1.5. Conclusiones de la tabla de evaluación _____ | 32 |
| 2.4.2. PERFILERÍA _____ | 32 |
| 2.4.2.1. Perfiles laminados en caliente (Alternativa 1) _____ | 32 |
| 2.4.2.1.1. Ventajas _____ | 32 |

| | |
|--|-----------|
| 2.4.2.1.2. Desventajas | 32 |
| 2.4.2.2. Perfiles armados (Alternativa 2) | 32 |
| 2.4.2.2.1. Ventajas | 33 |
| 2.4.2.2.2. Desventajas | 33 |
| 2.4.2.3. Criterios | 33 |
| 2.4.2.4. Conclusión de la tabla de evaluación | 34 |
| 2.4.3. CONEXIONES | 35 |
| 2.4.3.1. Conexiones Apernadas | 35 |
| 2.4.3.1.1. Ventajas | 35 |
| 2.4.3.1.2. Desventajas | 35 |
| 2.4.3.2. Conexiones Soldadas | 35 |
| 2.4.3.2.1. Ventajas | 35 |
| 2.4.3.2.2. Desventajas | 36 |
| 2.4.3.3. Criterios | 36 |
| 2.4.3.4. Conclusión de la tabla de evaluación | 38 |
| CAPÍTULO 3 | 39 |
| 3. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA | 39 |
| 3.1. ESTRUCTURACIÓN | 39 |
| 3.1.1. CARACTERÍSTICAS DE LAS DIMENSIONES GENERALES DE DISEÑO | 40 |
| 3.2. CARGAS DE DISEÑO | 41 |
| 3.2.1. CÁLCULO DE CARGA MUERTA | 41 |
| 3.2.1.1. Peso de la losa | 41 |
| 3.2.1.2. Peso de las paredes | 43 |
| 3.2.1.3. Peso de los vidrios | 44 |
| 3.2.2. CARGA VIVA | 45 |
| 3.2.3. EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS | 45 |
| 3.2.3.1. Zonas sísmicas y factor de zona Z | 45 |
| 3.2.3.2. Perfil de suelo | 45 |
| 3.2.3.3. Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo | 45 |
| 3.2.3.4. Coeficiente de importancia de la estructura | 46 |
| 3.2.3.5. Coeficientes de configuración estructural | 46 |
| 3.2.3.6. Período de vibración | 46 |

| | |
|---|----|
| 3.2.3.7. Determinación del espectro de diseño _____ | 47 |
| 3.2.3.8. Cálculo del cortante basal de diseño _____ | 48 |
| 3.2.3.9. Distribución vertical de fuerzas laterales _____ | 49 |
| 3.2.4. CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO _____ | 49 |
| 3.3. PREDIMENSIONAMIENTO _____ | 50 |
| 3.3.1. REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA _____ | 50 |
| 3.3.1.1. Requerimientos de resistencia por momento para las vigas _____ | 51 |
| 3.3.2. REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA A CORTANTE PARA LAS VIGAS _____ | 52 |
| 3.3.3. REQUERIMIENTOS DE SERVICIABILIDAD _____ | 52 |
| 3.3.4. PROCEDIMIENTO DE PREDISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES _____ | 52 |
| 3.3.4.1. Revisión de la compacticidad del perfil _____ | 57 |
| 3.3.4.2. Revisión de resistencia por cortante _____ | 58 |
| 3.3.4.3. Deflexión _____ | 59 |
| 3.3.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PERIMETRALES _____ | 59 |
| 3.3.5.1. Verificación de requerimientos de diseño y serviciabilidad de las vigas perimetrales _____ | 60 |
| 3.3.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN VOLADIZO _____ | 60 |
| 3.3.6.1. Verificación de requerimientos de diseño y servicio para las vigas en voladizo _____ | 61 |
| 3.3.7. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS _____ | 61 |
| 3.3.7.1. Verificación de requerimientos de diseño _____ | 62 |
| 3.3.8. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS _____ | 62 |
| 3.3.8.1. Requerimientos de diseño _____ | 62 |
| 3.3.8.2. Requerimientos de esbeltez _____ | 63 |
| 3.3.8.3. Requerimientos ante esfuerzos de flexión y compresión _____ | 63 |
| 3.3.8.4. Método de la carga axial equivalente _____ | 64 |
| 3.3.8.5. Procedimiento de predimensionamiento de columnas _____ | 65 |
| 3.3.8.5.1. <i>Cálculo de la carga soportada por la columna</i> _____ | 65 |
| 3.3.8.5.2. <i>Revisión de la estabilidad global</i> _____ | 67 |
| 3.3.8.5.3. <i>Revisión de las secciones según pandeo local</i> _____ | 69 |
| 3.4. ANÁLISIS DEL PÓRTICO PRINCIPAL _____ | 70 |
| 3.4.1. CARGAS PARA LA SIMULACIÓN DEL PÓRTICO _____ | 71 |

| | |
|--|-----------|
| 3.4.1.1. Carga muerta y de servicio _____ | 71 |
| 3.4.1.2. Cargas debidas al efecto sísmico _____ | 71 |
| 3.4.1.3. Módulo de reacción _____ | 72 |
| 3.4.2. TIPO DE PERFILES Y MATERIAL _____ | 73 |
| 3.4.3. RESULTADOS _____ | 73 |
| 3.4.4. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO. _____ | 74 |
| 3.5. CAMBIO DE SECCIÓN COLUMNA _____ | 74 |
| 3.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CELOSÍA _____ | 77 |
| 3.6.1. CÁLCULO DE LA CARGA SOPORTADA POR LA CELOSÍA _____ | 78 |
| 3.6.1.1. Cálculo de la carga distribuida _____ | 78 |
| 3.6.1.2. Cálculo de la carga resultante R _____ | 79 |
| 3.6.2. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO _____ | 81 |
| 3.7. MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO _____ | 82 |
| 3.7.1. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL _____ | 82 |
| 3.7.1.1. Consideraciones para la simulación _____ | 84 |
| 3.7.2. ASIGNACIÓN DE LAS CARGAS _____ | 84 |
| 3.7.2.1. Asignación de la carga muerta y viva _____ | 84 |
| 3.7.2.2. Asignación de la carga de sismo _____ | 85 |
| 3.7.3. COMBINACIONES DE CARGA: _____ | 86 |
| 3.7.4. RESULTADOS DE SIMULACIÓN _____ | 86 |
| 3.7.5. CONCLUSIONES DE LA SIMULACIÓN _____ | 87 |
| 3.7.6. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO _____ | 88 |
| 3.7.7. DISEÑO DE LAS PLACAS BASE _____ | 88 |
| 3.7.7.1. Procedimiento para dimensionar la placa base _____ | 90 |
| 3.7.8. DISEÑO DEL PERNO DE ANCLAJE _____ | 91 |
| 3.7.8.1. Resistencia de tracción y corte de pernos de anclaje _____ | 91 |
| 3.7.8.2. Especificaciones para ganchos estándares o normalizados _____ | 92 |
| 3.7.8.3. Procedimiento para dimensionar el perno de anclaje _____ | 92 |
| CAPÍTULO 4 _____ | 94 |
| 4. DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS _____ | 94 |
| 4.1. SOLDADURA _____ | 94 |
| 4.1.1. TIPOS DE SOLDADURAS _____ | 94 |

| | |
|---|-----|
| 4.1.2. VARIABLES ESENCIALES EN EL PROCESO DE SOLDADURA POR ARCO CON ELECTRODO REVESTIDO SMAW. _____ | 95 |
| 4.1.2.1. La intensidad de corriente _____ | 95 |
| 4.1.2.2. Voltaje _____ | 95 |
| 4.1.2.3. Velocidad de soldadura _____ | 95 |
| 4.1.3. PARÁMETROS DIMENSIONALES Y ÁREAS EFECTIVAS _____ | 96 |
| 4.1.3.1. Área efectiva para la soldadura de filete _____ | 96 |
| 4.1.3.1.1. Limitaciones _____ | 97 |
| 4.1.3.2. Área efectiva para una soldadura a tope con penetración completa _____ | 98 |
| 4.1.4. RESISTENCIA DE DISEÑO _____ | 99 |
| 4.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS _____ | 100 |
| 4.2.1. DESPATINAMIENTO _____ | 100 |
| 4.2.2. DISEÑO DE CONEXIONES TIPO PR (SEMIRRÍGIDAS) _____ | 101 |
| 4.2.3. DISEÑO DE ASIENTO NO ATIESADO _____ | 103 |
| 4.2.4. DISEÑO DE SOLDADURAS POR EL MÉTODO DE LA RESISTENCIA ÚLTIMA _____ | 104 |
| 4.3. DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS _____ | 106 |
| 4.3.1. CASO DE ESTUDIO VIGA IPE 330 – COLUMNA CONEXIÓN SEMIRRÍGIDA _____ | 106 |
| 4.3.1.1. Cálculo de la capacidad de la soldadura a tensión y cortante en conexiones con ángulos _____ | 107 |
| 4.3.1.2. Resistencia al diseño de la soldadura _____ | 108 |
| 4.3.2. CASO DE ESTUDIO VIGA IPE 330-COLUMNA conexión rígida _____ | 109 |
| 4.3.3. CASO DE ESTUDIO VIGA IPE 240-COLUMNA _____ | 111 |
| 4.3.4. CASO DE ESTUDIO IPE 180 – VIGA IPE 330 _____ | 112 |
| 4.3.4.1. Recorte _____ | 112 |
| 4.3.4.2. Cálculo de la capacidad de la soldadura a tensión y cortante en conexiones con ángulos _____ | 113 |
| 4.3.5. CASO DE ESTUDIO IPE 330-IPE330, IPE 330 – IPE 240, IPE 180-IPE180 _____ | 113 |
| 4.3.5.1. Resultados _____ | 113 |
| 4.3.6. DISEÑO DE CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES _____ | 114 |

| | |
|--|------------|
| 5.4.3.4. Requerimientos en las columnas _____ | 135 |
| 5.4.3.5. Requerimientos de los puntales _____ | 135 |
| 5.4.3.6. Requerimiento de las trabes _____ | 135 |
| 5.5. INSPECCIÓN _____ | 136 |
| 5.5.1. CONTROLES EN EL MONTAJE _____ | 136 |
| 5.5.2. PRUEBAS EN LAS SOLDADURAS _____ | 136 |
| 5.5.2.1. Prueba antes de ejecutar la soldadura _____ | 136 |
| 5.5.2.2. Prueba durante la ejecución de la soldadura _____ | 136 |
| 5.5.2.3. Pruebas después de la soldadura _____ | 136 |
| 5.5.2.3.1. <i>Ensayos destructivos</i> _____ | 136 |
| 5.5.2.3.2. <i>Ensayo semi-destructivos</i> _____ | 137 |
| 5.5.2.3.3. <i>Ensayos no destructivos.</i> _____ | 137 |
| 5.5.2.3.3.1. <i>Inspección visual</i> _____ | 137 |
| 5.5.2.3.3.2. <i>Prueba radiográfica con rayos X</i> _____ | 137 |
| 5.5.2.3.3.3. <i>Prueba por ultra-sonido.</i> _____ | 137 |
| 5.5.2.3.3.4. <i>Pintura</i> _____ | 138 |
| 5.5.2.3.3.5. <i>Entrega de la obra</i> _____ | 138 |
| CAPÍTULO 6 _____ | 139 |
| 6. ANÁLISIS DE COSTOS _____ | 139 |
| 6.1. DESARROLLO CONCEPTUAL _____ | 139 |
| 6.2. COSTOS _____ | 139 |
| 6.2.1. COSTO UNITARIO _____ | 139 |
| 6.2.1.1. Rendimiento _____ | 140 |
| 6.2.2. COSTOS DIRECTOS _____ | 140 |
| 6.2.2.1. Descripción de costos de Mano de obra _____ | 141 |
| 6.2.2.2. Descripción de costos de Materiales _____ | 141 |
| 6.2.2.3. Descripción de Equipos y Herramientas _____ | 142 |
| 6.2.2.4. Descripción de costos de Maquinaria _____ | 142 |
| 6.2.3. INSTALACIONES _____ | 142 |
| 6.2.4. LOS COSTOS INDIRECTOS _____ | 143 |
| 6.2.5. ADMINISTRACIÓN GENERAL _____ | 143 |
| 6.2.6. ADMINISTRACIÓN DE CAMPO _____ | 144 |
| 6.2.6.1. Técnicos y/o Administrativos _____ | 144 |

| | |
|---|------------|
| 6.2.6.2. Traslado de personal | 144 |
| 6.2.6.3. Comunicación y fletes | 145 |
| 6.2.6.4. Construcciones provisionales | 145 |
| 6.3. OTROS GASTOS O CARGOS PRESENTES EN EL PROYECTO | 145 |
| 6.3.1. FINANCIAMIENTO | 145 |
| 6.3.2. IMPUESTOS | 145 |
| 6.3.2.1. Obligaciones y seguros | 145 |
| 6.3.2.1.1. Cargo por seguros | 145 |
| 6.3.2.1.2. Cargo por obligaciones | 145 |
| 6.3.3. IMPREVISTOS | 146 |
| 6.4. UTILIDAD | 146 |
| 6.5. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS | 147 |
| 6.5.1. RUBRO N°1.- SUMINISTRO DE PERFILES LAMINADOS | 147 |
| 6.5.1.1. Cálculo del rendimiento del rubro | 147 |
| 6.5.2. RUBRO N°2.- FABRICACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE | 149 |
| 6.5.2.1. Análisis del rubro para pernos de anclaje (80 unidades) | 149 |
| 6.5.3. RUBRO N°3.- FABRICACIÓN DE PLACAS BASE | 150 |
| 6.5.3.1. Peso de una Plancha | 151 |
| 6.5.4. RUBRO N°4.- FABRICACIÓN DE COLUMNAS | 153 |
| 6.5.5. RUBRO N°5.- FABRICACIÓN DE ÁNGULOS DE CONEXIONES RESISTENTES A CORTANTE | 156 |
| 6.5.6. RUBRO N°6.- FABRICACIÓN DE ELEMENTOS DE ASIENTO | 158 |
| 6.5.7. RUBRO N°7.- MONTAJE DE COLUMNAS Y VIGAS | 160 |
| 6.6. PRESUPUESTO | 161 |
| 6.7. DIAGRAMA DE PROGRAMACIÓN DE RUBROS | 161 |
| 6.8. CRONOGRAMA VALORADO DE ACTIVIDADES | 162 |
| CAPÍTULO 7 | 163 |
| 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 163 |
| 7.1. Conclusiones | 163 |
| 7.2. Recomendaciones | 165 |
| BIBLIOGRAFÍA | 167 |
| TESIS | 167 |
| LIBROS Y NORMAS | 167 |

| | |
|--|------------|
| WEB | 168 |
| OTROS | 169 |
| ANEXOS | 170 |
| ANEXO 1. HOJAS DE PROCESOS DE SOLDADURA (WPS) | 171 |
| ANEXO 2. FICHA TÉCNICA KUBILOSA | 182 |
| ANEXO 3. FICHA TÉCNICA DEL BLOQUES DE DISENSA | 183 |
| ANEXO 4. FRAGMENTO DE LA TABLA 2.2 DE POBLACIONES ECUATORIANAS Y VALOR DEL FACTOR Z, DE LA NEC 2011 | 184 |
| ANEXO 5. CARACTERÍSTICAS DE LOS PERFILES IPE | 185 |
| ANEXO 6. RESULTADOS DEL PRE DISEÑO DEL PÓRTICO PRINCIPAL ANTES DE LA OPTIMIZACIÓN | 186 |
| ANEXO 7. RESULTADOS LUEGO DEL PROCESO DE DEL PROCESO DE OPTIMIZACIÓN | 189 |
| ANEXO 8. CÁLCULOS DE LOS CASOS DE ESTUDIO | 193 |
| A8.1. CONEXIÓN VIGA IPE 240 – VIGA IPE 330 | 193 |
| A8.1.1. DESPATINAMIENTO | 193 |
| A8.1.2. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE LA SOLDADURA A TENSIÓN Y CORTANTE EN CONEXIONES CON ÁNGULOS | 193 |
| A8.1.3. COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL METAL BASE A CORTANTE | 194 |
| A8.2. CONEXIÓN VIGA IPE 180 – VIGA IPE180 | 194 |
| A8.2.1. Recorte o despatinamiento | 194 |
| A8.2.2. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE LA SOLDADURA A TENSIÓN Y CORTANTE EN CONEXIONES CON ÁNGULOS | 195 |
| A8.2.3. COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL METAL BASE A CORTANTE | 195 |
| A8.3. CONEXIÓN VIGA IPE 330 – VIGA IPE 330 | 196 |
| A8.3.1. DESPATINAMIENTO | 196 |
| A8.3.2. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE LA SOLDADURA A TENSIÓN Y CORTANTE EN CONEXIONES CON ÁNGULOS | 196 |
| A8.2.3. COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL METAL BASE A CORTANTE | 197 |
| ANEXO 9. PLANOS ESTRUCTURALES | 198 |

CONTENIDO DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| FIGURA 1.1. DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL ACERO _____ | 5 |
| FIGURA 1.2. PÓRTICO NO ARRIOSTRADO _____ | 7 |
| FIGURA 1.3. CONFIGURACIONES TÍPICAS DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE, (A) RIOSTRAS EN X, (B) EN K, _____ | 8 |
| FIGURA 1.4. EDIFICIO “HEARST TOWER” EN NEW YORK _____ | 9 |
| FIGURA 1.5. ESQUEMA DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE _____ | 10 |
| FIGURA 1.6. VISTA GENERAL DE UNA ESTRUCTURA DE MUROS DE CORTE _____ | 10 |
| FIGURA 1.7. PÓRTICO DE ACERO CON RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO _____ | 11 |
| FIGURA 1.8. CONEXIÓN SOLDADA CON ÁNGULOS SOLDADOS AL ALMA | 13 |
| FIGURA 1.9. CONEXIÓN SOLDADA CON ÁNGULOS DE ASIENTO _____ | 14 |
| FIGURA 1.10. CONEXIÓN SOLDADA DE ASIENTO ATIESADO _____ | 14 |
| FIGURA 1.11. CONEXIÓN SOLDADA RESISTENTE A MOMENTO _____ | 15 |
| | |
| FIGURA 2.1. DESARROLLO DE LA CASA DE LA CALIDAD _____ | 24 |
| | |
| FIGURA 3.1. VISTA ESQUEMÁTICA DEL EDIFICIO “DIAMANTE PREMIUM CORP” _____ | 39 |
| FIGURA 3.2. VISTA FRONTAL DEL EDIFICIO “DIAMANTE PREMIUM CORP.” _____ | 40 |
| FIGURA 3.3. ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LA LOSA _____ | 41 |
| FIGURA 3.4. ESQUEMA DE UN METRO LINEAL DE PARED _____ | 43 |
| FIGURA 3.5. UBICACIÓN DE PAREDES Y VIDRIOS EN LA PLANTA ALTA_ | 44 |
| FIGURA 3.6. ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES ____ | 48 |
| FIGURA 3.7. CONFIGURACIÓN DEL PÓRTICO TIPO SOMETIDO A CARGAS DE SERVICIO Y SISMO _____ | 53 |
| FIGURA 3.8. ESQUEMA PARA EL PRE DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA | 54 |
| FIGURA 3.9. ESQUEMA DE DISTRIBUCIÓN DE PESO POR ÁREA TRIBUTARIA _____ | 54 |

| | |
|---|-----|
| FIGURA 3.10. ESQUEMA DE CARGA DISTRIBUIDA CORRESPONDIENTE PARA UNA COLUMNA_____ | 65 |
| FIGURA 3.11. DISTRIBUCIÓN DEL ÁREA TRIBUTARIA PARA COLUMNAS. _ | 66 |
| FIGURA 3.12. CONFIGURACIÓN DE VIGAS-COLUMNAS _____ | 67 |
| FIGURA 3.13. NOMOGRAMA PARA LADEO NO IMPEDIDO _____ | 68 |
| FIGURA 3.14. IDEALIZACIÓN DEL PÓRTICO PRINCIPAL _____ | 71 |
| FIGURA 3.15. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SÍSMICAS _____ | 72 |
| FIGURA 3.16. MODELACIÓN DEL PÓRTICO PRINCIPAL EN SAP 2000 ____ | 73 |
| FIGURA 3.17. NOMOGRAMA PARA LADEO NO IMPEDIDO _____ | 75 |
| FIGURA 3.18. ESQUEMA DE CARGA DISTRIBUIDA CORRESPONDIENTE PARA LA CELOSÍA _____ | 78 |
| FIGURA 3.19. DIAGRAMA DE FUERZAS EN LA CELOSÍA _____ | 78 |
| FIGURA 3.20. MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN _____ | 79 |
| FIGURA 3.21. COMPONENTES DE LA REACCIÓN EN B _____ | 80 |
| FIGURA 3.22. DETALLE DE LA GEOMETRÍA ESTRUCTURAL _____ | 82 |
| FIGURA 3.23. ELEMENTOS ESTRUCTURALES ASIGNADOS _____ | 83 |
| FIGURA 3.24. ASIGNACIÓN DE LA CARGA MUERTA _____ | 84 |
| FIGURA 3.25. ASIGNACIÓN DE LA CARGA SISMO X _____ | 85 |
| FIGURA 3.26. ESQUEMA DE CONEXIÓN COLUMNA –PLACA BASE _____ | 89 |
| FIGURA 3.27. ESQUEMA DE CONEXIÓN COLUMNA – PLACA BASE _____ | 89 |
| FIGURA 3.28. ESQUEMA DE GANCHO CON DOBLES DE 180° _____ | 92 |
| | |
| FIGURA 4.1. INFLUENCIA DE LAS VARIABLES ESENCIALES AL SOLDAR | 96 |
| FIGURA 4.2. ÁREA EFECTIVA PARA SOLDADURAS DE FILETE _____ | 97 |
| FIGURA 4.3. ÁREA EFECTIVA PARA A TOPE CJP BISELADA _____ | 98 |
| FIGURA 4.4. EJEMPLO DE RECORTE DE VIGAS _____ | 100 |
| FIGURA 4.5. CONFIGURACIÓN DE LA SOLDADURA PARA CONEXIONES DE ÁNGULOS _____ | 101 |
| FIGURA 4.6. ESQUEMA PARA EL ANÁLISIS DE LA SOLDADURA PARA CONEXIONES DE ÁNGULOS _____ | 102 |
| FIGURA 4.7. ÁNGULOS DE ASIENTO DURANTE EL MONTAJE _____ | 103 |
| FIGURA 4.8. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN CONEXIONES DE ASIENTO _____ | 103 |

| | |
|--|-----|
| FIGURA 4.9. SOLDADURA EN FILETE CARGADA AXIALMENTE _____ | 104 |
| FIGURA 4.10. DIAGRAMA DE FUERZAS SOBRE LA SOLDADURA _____ | 105 |
| FIGURA 4.11. CONEXIONES EXISTENTES EN PLANTA BAJA _____ | 106 |
| FIGURA 4.12. DIMENSIONES DE LA VIGA IPE 330 _____ | 107 |
| FIGURA 4.13. ESQUEMA DE ESFUERZOS PRESENTES EN CONEXIÓN VIGA IPE 330-COLUMNA _____ | 108 |
| FIGURA 4.14. ESQUEMA DE CONEXIÓN VIGA IPE 330 - COLUMNA _____ | 109 |
| FIGURA 4.15. ESQUEMA DE ESFUERZOS PRESENTES EN LA CONEXIÓN VIGA IPE 330-COLUMNA _____ | 109 |
| FIGURA 4.16. DIMENSIONES VIGA IPE 240 _____ | 111 |
| FIGURA 4.17. DESPATINAMIENTO Y DIMENSIONES VIGA IPE 180 _____ | 112 |
| FIGURA 4.18. VISTA FRONTAL Y LATERAL DE SOLDADURA EN LA CELOSÍA _____ | 114 |
| FIGURA 4.19. DETALLE DE SOLDADURA EN LA COLUMNA ARMADA ____ | 115 |
| FIGURA 4.20. SOLDADURA EN EL CONTORNO EN CONEXIÓN COLUMNA – COLUMNA _____ | 117 |
| FIGURA 4.21. SOLDADURA EN EL CONTORNO EN CONEXIÓN COLUMNA – PLACA BASE _____ | 119 |
| FIGURA 4.22. ELEMENTOS DE LA BASE DE LAS COLUMNAS _____ | 120 |
| FIGURA 4.23. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LA MÉNSULA DE LA BASE DE LA COLUMNA _____ | 120 |
| FIGURA 4.24. ELEMENTOS DE LA BASE DE LAS COLUMNAS FINAL ____ | 121 |
| FIGURA 4.25. ÁNGULOS DE ASIENTO DURANTE EL MONTAJE _____ | 122 |
| FIGURA 4.26. MÉNSULA DE RIGIDIZACIÓN _____ | 123 |
| | |
| FIGURA 5.1. DIAGRAMA DE PROCESOS PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA _____ | 128 |
| FIGURA 5.2. DIAGRAMA DE FLUJO DE PROCESOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA _____ | 130 |
| FIGURA 5.3. DIAGRAMA DE FLUJO DE PROCESOS PARA EL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA _____ | 133 |

| | |
|---|-----|
| FIGURA 6.1. DIAGRAMA DE ELEMENTOS INFLUYENTES EN LOS PRECIOS UNITARIOS _____ | 139 |
| FIGURA 6.2. DIAGRAMA DE ELEMENTOS INFLUYENTES EN LOS COSTOS DIRECTOS _____ | 140 |
| FIGURA 6.3. DIAGRAMA DE ELEMENTOS INFLUYENTES EN LOS COSTOS INDIRECTOS _____ | 143 |
| FIGURA 6.4. DIMENSIONES DEL PERNO DE ANCLAJE _____ | 149 |
| FIGURA 6.5. DIMENSIONES DE LA PLACA BASE _____ | 151 |
| FIGURA 6.6. UBICACIÓN DE LAS DISTINTAS COLUMNAS _____ | 153 |
| FIGURA 6.7. SOLUCIONES PARA LOS ELEMENTOS DE ASIENTO _____ | 158 |
| FIGURA 6.8. DIAGRAMA DE GANTT _____ | 161 |
| FIGURA 6.9. CRONOGRAMA VALORADO DE ACTIVIDADES _____ | 162 |
| FIGURA 6.10. CRONOGRAMA VALORADO DE ACTIVIDADES Y PORCENTAJE DE DESEMBOLSOS _____ | 162 |

CONTENIDO DE TABLAS

| | |
|---|----|
| TABLA 1.1. CARGAS DE DISEÑO _____ | 21 |
| TABLA 1.2. COMBINACIONES DE CARGAS LRFD _____ | 21 |
| | |
| TABLA 2.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA ESTRUCTURA _____ | 25 |
| TABLA 2.2. COMPOSICIÓN QUÍMICA DEL ACERO ASTM A36 _____ | 27 |
| TABLA 2.3. COMPOSICIÓN QUÍMICA DEL ACERO A572 GR. 50 _____ | 28 |
| TABLA 2.4. COMPOSICIÓN QUÍMICA DEL ACERO ASTM A588 _____ | 29 |
| TABLA 2.5. EVALUACIÓN DE LOS PESOS ESPECÍFICOS DE LAS DISTINTAS SOLUCIONES PARA CADA CRITERIO _____ | 30 |
| TABLA 2.6. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO DE DISPONIBILIDAD _____ | 30 |
| TABLA 2.7. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO DE RESISTENCIA _____ | 31 |
| TABLA 2.8. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO COSTO _____ | 31 |
| TABLA 2.9. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO SOLDABILIDAD _____ | 31 |
| TABLA 2.10. PRIORIDADES PARA CADA SOLUCIÓN _____ | 31 |
| TABLA 2.11. EVALUACIÓN DE LOS PESOS ESPECÍFICOS DE LAS DISTINTAS SOLUCIONES PARA CADA CRITERIO _____ | 33 |
| TABLA 2.12. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO RESISTENCIA _____ | 34 |
| TABLA 2.13. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO COSTO _____ | 34 |
| TABLA 2.14. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO PESO _____ | 34 |
| TABLA 2.15. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO DISPONIBILIDAD _____ | 34 |
| TABLA 2.16. PRIORIDADES PARA CADA SOLUCIÓN _____ | 34 |
| TABLA 2.17. EVALUACIÓN DE LOS PESOS ESPECÍFICOS DE LAS DISTINTAS SOLUCIONES PARA CADA CRITERIO _____ | 37 |

| | |
|--|----|
| TABLA 2.18. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO RESISTENCIA _____ | 37 |
| TABLA 2.19. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO PESO _____ | 37 |
| TABLA 2.20. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO COSTO _____ | 38 |
| TABLA 2.21. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO TIEMPO _____ | 38 |
| TABLA 2.22. EVALUACIÓN DE LAS SOLUCIONES CON RESPECTO AL CRITERIO FACILIDAD DE CONEXIÓN _____ | 38 |
| TABLA 2.23. PRIORIDADES PARA CADA SOLUCIÓN _____ | 38 |
| | |
| TABLA 3.1. CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES GENERALES POR PISO | 40 |
| TABLA 3.2. COMPONENTES ADICIONALES DE LOSA _____ | 42 |
| TABLA 3.3. PESO TOTAL DE LOSA SEGÚN PISO _____ | 42 |
| TABLA 3.4. PESO DE PAREDES Y VIDRIOS POR PLANTA _____ | 44 |
| TABLA 3.5. PESO MUERTO POR PLANTA _____ | 45 |
| TABLA 3.6. COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA. _____ | 46 |
| TABLA 3.7. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES _____ | 49 |
| TABLA 3.8. PROPIEDADES DE LA VIGA IPE 330 _____ | 56 |
| TABLA 3.9. PROPIEDADES DE LA VIGA IPE 240 _____ | 60 |
| TABLA 3.10. RESULTADOS DE DISEÑO Y SERVICIO DE VIGAS PERIMETRALES _____ | 60 |
| TABLA 3.11. RESULTADOS DE DISEÑO Y SERVICIO DE LAS VIGAS PERIMETRALES _____ | 60 |
| TABLA 3.12. PROPIEDADES DE LA VIGA IPE 300 _____ | 61 |
| TABLA 3.13. RESULTADOS DE DISEÑO Y SERVICIO DE LAS VIGAS VOLADIZO _____ | 61 |
| TABLA 3.14. RESULTADOS DE DISEÑO Y SERVICIO DE LAS VIGAS VOLADIZO _____ | 61 |
| TABLA 3.15. PROPIEDADES DE LA VIGA IPE 200 _____ | 62 |
| TABLA 3.16. RESULTADOS DE DISEÑO Y SERVICIO DE LAS VIGAS SECUNDARIAS _____ | 62 |

| | |
|--|-----|
| TABLA 3.17. RESULTADOS DE DISEÑO Y SERVICIO DE LAS VIGAS SECUNDARIAS _____ | 62 |
| TABLA 3.18. FACTORES DE DISEÑO PRELIMINAR DE VIGAS COLUMNAS | 64 |
| TABLA 3.19. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN CUADRADA HSS 12X12X5/16 | 67 |
| TABLA 3.20. ESPECIFICACIONES DE CONFIGURACIÓN VIGA – COLUMNA | 67 |
| TABLA 3.21. FACTORES PARA MIEMBROS UNIDOS RÍGIDAMENTE _____ | 68 |
| TABLA 3.22. COMBINACIONES DE CARGA ANALIZADAS PARA EL PÓRTICO _____ | 70 |
| TABLA 3.23. CARGAS DE SISMO ACTUANTES EN EL PÓRTICO _____ | 72 |
| TABLA 3.24. ÍNDICES DE CARGA _____ | 74 |
| TABLA 3.25. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO _____ | 74 |
| TABLA 3.26. PROPIEDADES DE LA COLUMNA ARMADA 300X300X10 ____ | 75 |
| TABLA 3.27. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN CUADRADA T 300X300X5 __ | 81 |
| TABLA 3.28. ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRE DIMENSIONADOS ____ | 83 |
| TABLA 3.29. VALORES DE LA CARGA MUERTA DEBIDO AL PESO DE LA LOSA. _____ | 85 |
| TABLA 3.30. RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN _____ | 86 |
| TABLA 3.31. RESULTADOS DE LA OPTIMIZACIÓN _____ | 87 |
| TABLA 3.32. CONTROL DE LA DERIVA _____ | 88 |
| | |
| TABLA 4.1. AMPERAJES RECOMENDADOS PARA ELECTRODOS E 6010 Y E7018 _____ | 95 |
| TABLA 4.2. TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURA DE FILETE _____ | 97 |
| TABLA 4.3. FACTORES DE DISEÑO DE SOLDADURA _____ | 99 |
| TABLA 4.4. TIPOS DE CONEXIONES EXISTENTES _____ | 106 |
| TABLA 4.5. RESULTADOS DEL DISEÑO DE CONEXIONES _____ | 114 |
| | |
| TABLA 5.1. REQUISITOS DE COMPATIBILIDAD DE LOS METALES DE APORTE _____ | 126 |
| | |
| TABLA 6.1. LISTA DE PRECIOS DE MANO DE OBRA _____ | 141 |
| TABLA 6.2. PRECIO DE MATERIALES DE DIFERENTES PROVEEDORES | 141 |
| TABLA 6.3. PRECIO DE MAQUINARIA _____ | 142 |

| | |
|---|-----|
| TABLA 6.4. CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES DE LAS VIGAS _____ | 147 |
| TABLA 6.5. CARACTERÍSTICAS DEL PERNO DE ANCLAJE _____ | 149 |
| TABLA 6.6. CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA BASE _____ | 151 |
| TABLA 6.7. CARACTERÍSTICAS DE LAS COLUMNAS _____ | 154 |
| TABLA 6.8. LONGITUDES DE CORTE PARA ÁNGULOS _____ | 156 |
| TABLA 6.9. CARACTERÍSTICAS DE MÉNSULAS PARA CADA CONEXIÓN | 158 |
| TABLA 6.10. TABLA DE PRESUPUESTO _____ | 161 |
| TABLA 6.11. CRONOGRAMA VALORADO _____ | 162 |

NOMENCLATURA

RTE INEN 2009: Reglamento Técnico Ecuatoriano, Diseño, Fabricación y Montaje de estructuras de Acero

AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings.

ASCE 7-05: Minimum Design Loads for Building and other Structures, American Society of Civil Engineers.

AWS D1.1: Structural Welding Code-Steel 2006, American Welding Society

R_u Resistencia requerida (LRFD)

R_n Resistencia nominal

Φ Factor de resistencia

ϕR_n Resistencia de diseño

L_p longitud de los miembros primarios, pie

I momento de inercia

I factor de importancia.

F_a coeficiente de aceleración para periodos cortos basado en el sitio.

R coeficiente de reducción de respuesta estructural

W peso total del edificio

W_x porción de masa a un nivel X

F_x fuerza de sismo aplicada al nivel X

L Longitud de la columna

KL Longitud efectiva de la columna

K Factor de longitud efectiva

E Modulo de elasticidad del acero

A Área de la sección transversal de la columna.

r Radio de giro

P_d Resistencia de diseño a la compresión axial de la columna, Klb

P_n Resistencia nominal a la compresión axial de la columna, Klb

P_u Carga axial a compresión de la columna, Klb

P_{req} Resistencia requerida a la compresión axial de la columna, Klb

A_g Área transversal del elemento columna, in²

F_{cr} Esfuerzo crítico del elemento columna, ksi

P_r Resistencia requerida a la compresión axial, Kips (N)

M_r Resistencia requerida a la flexión, Kip-in (N-mm)

| | |
|-----------|---|
| ϕ_c | Factor de resistencia a la compresión axial = 0.9 (LRFD) |
| ϕ_b | Factor de resistencia a la flexión = 0.9 |
| M_d | Momento flexionante de diseño, klb-in |
| M_n | Momento flexionante nominal, klb-in |
| M_p | Momento flexionante plástico, klb-in |
| Z_x | Modulo plástico de la sección, in ³ |
| F_y | Esfuerzo de fluencia del elemento viga, ksi |
| C_b | 1, para vigas en voladizo. |
| h_0 | Distancia entre los centroides de los patines, in |
| J | Constante torsional de la sección, |
| C_w | Constante torsional |
| w | Carga total de servicio, lb/in |
| E | Modulo de la sección |
| Q | carga puntual en el extremo de la viga, lb |
| V_d | Resistencia de diseño al corte, Klb |
| V_n | Resistencia nominal al corte, Klb |
| V_u | Carga cortante, Klb |
| V_{req} | Resistencia requerida al corte, Klb |
| Φ_v | Factor de resistencia al corte = 1 |
| A_w | Área del alma, (d.tw) in ² |
| C_v | Coefficiente de corte del alma = 1 |
| P_d | Resistencia de diseño a la tensión axial, Klb |
| P_n | Resistencia nominal a la tensión axial, Klb |
| P_u | Carga axial a la tensión, Klb |
| P_{req} | Resistencia requerida a la tensión axial, Klb |
| Φ_t | Factor de resistencia a la tensión; 0.9 |
| A_g | Área transversal del elemento, in ² |
| A_e | Área neta efectiva, in ² |
| F_y | Esfuerzo de fluencia, ksi |
| F_u | Esfuerzo ultimo de ruptura, ksi |
| f'_c | Resistencia a la compresión del concreto, klb/in ² |
| A_1 | Área de la placa, in |
| F | Fuerza de tensión requerida para el perno de anclaje, klb |

| | |
|-----------|---|
| d_0 | Distancia entre centros de pernos de anclaje, in |
| n | Número de pernos de anclaje a cada lado. |
| w | tamaño de la pierna de una soldadura de filete, pulg |
| t_e | garganta normal de una soldadura de filete realizada mediante el proceso SMAW |
| L_g | Longitud total de una soldadura de filete |
| L_w | Longitud efectiva de una soldadura de filete |
| A_w | Área efectiva de la soldadura de filete, pulg ² |
| F_{BM} | Resistencia nominal del metal base por unidad de área, Ksi |
| F_w | Resistencia nominal del material del electrodo por unidad de área, Ksi |
| A_w | Área efectiva de la sección transversal de la soldadura, in ² |
| R_n | Resistencia nominal |
| F_{EXX} | Resistencia por clasificación del electrodo, Kips |
| F_{uBM} | Esfuerzo de tensión ultimo del metal base, Ksi |
| F_{yBM} | Esfuerzo de fluencia del metal base, Ksi |
| R_d | Resistencia de diseño de la soldadura |
| R_{dw} | Resistencia de diseño del metal de aporte |
| F_{yw} | Esfuerzo de fluencia del electrodo de soldadura |
| M_u | Momento de extremo de la viga sujeta a carga factorizada, Klb-in |
| P_{uf} | Fuerza factorizada en el patín de la viga, Klb |
| M_u | Momento de extremo de la viga sujeta a carga factorizada, Klb-in |

RESUMEN

El propósito general del diseñador estructural es obtener una estructura económica y segura, cumpliendo con requisitos funcionales, estéticos y normativas vigentes. En los últimos años la tendencia de uso del acero como material estructural se incrementa debido a las ventajas del mismo en peso y versatilidad para el montaje con respecto al concreto.

De acuerdo a lo mencionado en el Capítulo 1 del presente proyecto, se realiza un estudio teórico-descriptivo de las propiedades del acero como material estructural, así como de sus ventajas, de la variedad de tipos estructurales para la construcción en acero, conexiones en estructuras de edificaciones, métodos de diseño y normas vigentes en la industria de la construcción ecuatoriana.

En el Capítulo 2 se analizó y seleccionó entre los distintos tipos de alternativas determinadas a través de las especificaciones técnicas obtenidas de las conclusiones de la casa de la calidad.

En el Capítulo 3 se pre dimensiona, simula y diseña la estructura según el manual LRFD 2005 de la AISC, el Código Ecuatoriano de la Construcción (NEC-11) y Normas de Construcción vigentes que aplicadas en este proyecto de titulación, nos han permitido desarrollar un diseño liviano, sismo resistente y que cumple con la normativa y estándares vigentes en la construcción ecuatoriana.

En el Capítulo 4, aplicando la normativa AWS D1.1, se establece el diseño de las conexiones soldadas aplicando el proceso de la resistencia última.

En el Capítulo 5 se establece el procedimiento de construcción de elementos, así como de montaje de la estructura estableciendo un diagrama de flujo de procesos para la construcción así como para el montaje.

En el Capítulo 6 se van calculando los precios unitarios, teniendo en cuenta cada concepto de obra, pues al ir analizándolos se debe imaginar cómo se forma cada

pieza y a su vez, cómo se irá ensamblando cada elemento hasta concluir con el proyecto.

Finalmente en el Capítulo 7 se establecen conclusiones y recomendaciones del presente proyecto.

PRESENTACIÓN

En el Ecuador, las técnicas de construcción para edificaciones se han basado principalmente en la utilización del hormigón como material estructural. En la actualidad la tendencia ha ido cambiando al uso de acero estructural dada sus ventajas en peso, costos y facilidad para el montaje, sobre todo en diseños arquitectónicos complejos.

Por tal razón el ingeniero Mecánico tiene la necesidad de involucrarse en esta tendencia del diseño estructural, aportando al desarrollo de la ingeniería en el país.

El edificio "DIAMANTE PREMIUM CORP" presenta una tipología atípica, esquematizada como una estereo-celosía espacial, cuyo grado de complejidad es alto, por lo que su cálculo y diseño estructural debe basarse en procesos técnicos y tecnológicos que garanticen la viabilidad del proyecto en todas sus etapas.

Es así como en el presente proyecto de titulación se establece el diseño de la estructura metálica del edificio "DIAMANTE PREMIUM CORP" de acuerdo a las necesidades arquitectónicas, requerimientos de diseño, siguiendo los códigos y normas vigentes para la construcción. De la misma forma se establece una guía referencial para el diseño y montaje de estructuras metálicas.

CAPÍTULO 1

1. GENERALIDADES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

1.1. INTRODUCCIÓN

El presente capítulo da una introducción hacia los tipos de estructura metálica, propiedades del acero, tipos de miembros estructurales y conexiones que se requieren en la fabricación de estructuras metálicas, además de procedimientos de diseño para los mismos.

El propósito general del diseñador estructural es obtener una estructura económica y segura, cumpliendo con requisitos funcionales y estéticos. Para lo cual el diseñador debe conocer por completo las propiedades de los materiales, del comportamiento estructural, de la funcionalidad de la estructura, teniendo una apreciación clara de los valores estéticos para obtener cualidades funcionales y ambientales deseadas en una estructura.

1.2. EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

La utilización del acero como elemento estructural se debe a su versatilidad, además de su alta resistencia y poco peso en comparación a materiales tradicionalmente utilizados en la industria de la construcción ecuatoriana.

1.2.1. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL ACERO

El acero de uso estructural es un material de fabricación industrial, lo cual asegura un adecuado control de calidad. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad, por cual su uso es recomendable para construcciones sismo resistentes¹.

El carbono y el manganeso son los componentes principales de resistencia en el acero. Los aceros al carbono tienen una composición porcentual de: 1.7% de carbono, 1.64% de manganeso, 0.60% de silicio y 0.60% de cobre. El carbono tiene una gran influencia en el comportamiento mecánico de los aceros. A mayor contenido de carbono, mayor es su resistencia y su ductilidad disminuye.

¹ Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero", 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, pp. 4.

Dependiendo del porcentaje de carbono, este tipo de aceros se divide en:

- Acero de bajo contenido de carbono <0.15%
- Acero dulce al carbono: 0.15 a 0.29%. (El acero estructural al carbono queda dentro de esta categoría)
- Acero medio al carbono: 0.30 a 0.59%.
- Acero con alto contenido de carbono: 0.6 a 1.70%.²

En la figura 1.1 se puede observar curvas características de tres aceros ASTM diferentes: A 514, A 572 y A36. Como se puede observar, estos aceros presentan resistencias menores y mayor ductilidad, mientras que los aceros de alta resistencia presentan una ductilidad reducida³.

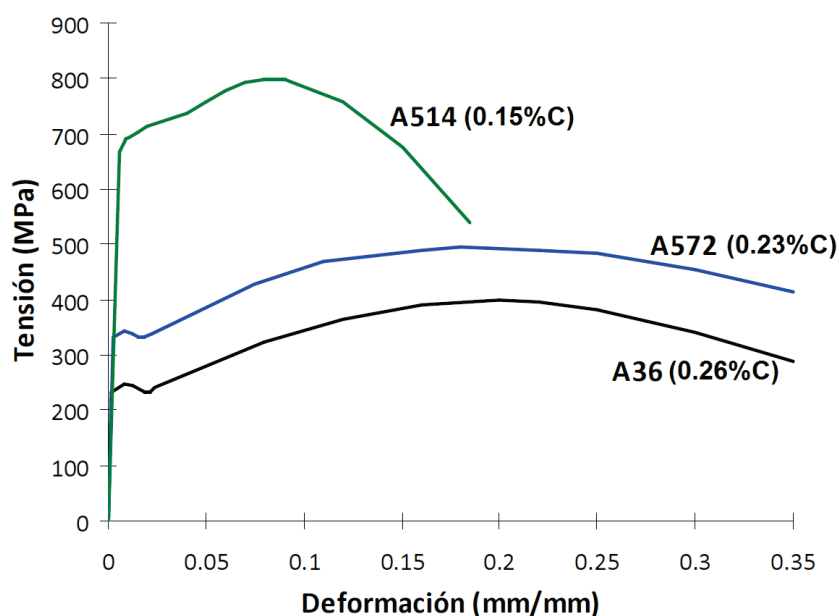


Figura 1.1. Diagrama esfuerzo deformación del acero⁴

1.2.2. VENTAJAS DEL USO DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

En la industria ecuatoriana de la construcción, la búsqueda de mejores diseños estructurales, requiere materiales resistentes, livianos y con propiedades homogéneas. El acero es el material de preferencia debido a sus ventajas, para la construcción de edificaciones, comparado al concreto reforzado.

² McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp 19

³ Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero", 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, Sección 1.4.1, pp. 4

⁴ Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero", 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, pp. 4

- El acero provee de una alta resistencia por unidad de peso; esto implica que se puedan obtener estructuras livianas: esto es favorable en el diseño de edificios altos y puentes con grandes claros.
- El acero soporta grandes deformaciones antes de fallar al ser sometido a altos esfuerzos de tensión, es decir es dúctil. Esta propiedad del acero permite que exista fluencia antes de producirse una falla prematura, además en las estructuras dúctiles sobrecargadas, sus grandes deflexiones permiten evidenciar visiblemente la inminencia de la falla.
- Poseen la capacidad de absorber energía antes de alcanzar su punto de ruptura, es decir son tenaces. Esto permite que sea posible doblar, martillar, cortar y taladrar elementos sin daño aparente.
- Gran facilidad para unir diversos miembros por soldadura, por tornillos, o remaches, lo que facilita y agiliza el montaje y posible reúso en el caso de utilizar uniones desmontables (por tornillos), o incluso la adición de nueva estructura; es por esto que los puentes tienen la posibilidad de ampliarse.
- Es maleable, lo que le da una gran capacidad de laminarse en una amplia cantidad de tamaños y formas.

1.2.3. DESVENTAJAS DEL USO DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

- La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión, por lo que se requiere un mantenimiento periódico, lo que implica un costo extra.
- El módulo de elasticidad del acero disminuye conforme aumenta la temperatura, por lo que se requiere utilizar material protector para mantener sus propiedades mecánicas en caso de un incendio.
- Bajo condiciones de bajas temperaturas el acero pierde su ductilidad y la falla frágil es inminente.
- Se requiere de personal calificado para el montaje de la estructura metálica, así como un control de calidad de las soldaduras realizadas en la misma.

1.3. CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES PARA CONSTRUCCIONES EN ACERO⁵

Las estructuras de acero han evolucionado a lo largo de más de un siglo como resultado de la experiencia obtenida por la industria de la construcción y de numerosas investigaciones destinadas a optimizar su uso. Este avance ha permitido desarrollar distintos tipos de estructuras las cuales presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también diferencias constructivas, funcionales y económicas. Esto le permite al ingeniero estructural seleccionar la solución más adecuada para casos particulares.

1.3.1. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS

Llamados también pórticos a momento, son configuraciones estructurales de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos.

Los elementos componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, los cuales controlan su diseño. En la Figura 1.2 se puede observar el esquema de un pórtico no arriostrado.

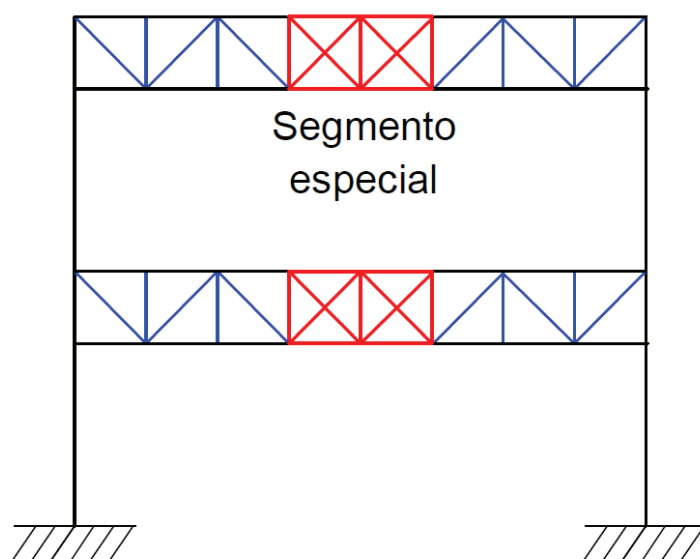


Figura 1.2. Pórtico no arriostrado⁶

⁵ Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero", 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, pp 18-20

⁶ Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero", 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, Figura 2-7, pp 19

Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, la cual se da como resultado de la fluencia por flexión en los cordones de la viga y la fluencia axial, y pandeo de las barras diagonales dentro del segmento especial.

1.3.2. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

Los pórticos arriostrados surgieron a comienzos del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura. La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico, dado que se forma una estructura reticulada (con triangulaciones). Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión. Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos. Se pueden plantear diferentes configuraciones, como se muestra esquemáticamente en la Figura 1.3.

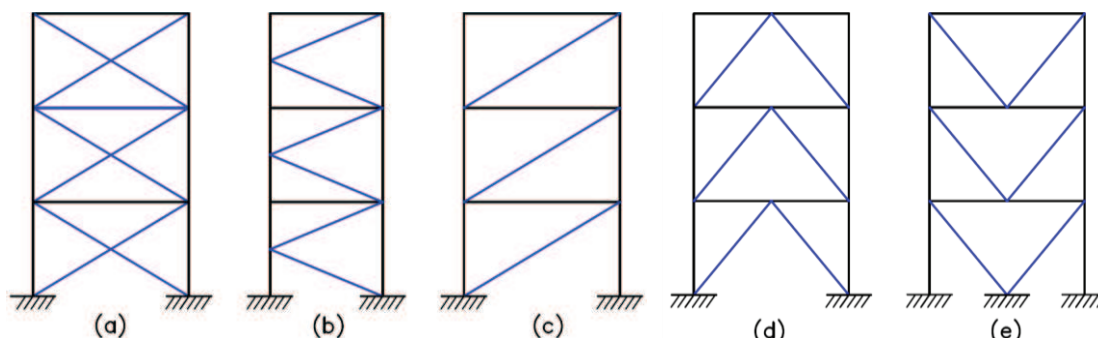


Figura 1.3. Configuraciones típicas de pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida (e) en V⁷

La selección de la configuración más adecuada en cada caso, se realiza a partir de consideraciones estructurales, funcionales y eventualmente aspectos estéticos.

Desde el punto de vista arquitectónico, los pórticos no arriostrados pueden considerarse como menos intrusivos, debido a que otorgan mayor libertad al diseñador en la distribución de espacios. Sin embargo, muchos arquitectos han

⁷ Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero", 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, Figura 2-9, pp 19

logrado excelentes diseños, mostrando y resaltando las riostras, como se muestra en la Figura 1.4. Este tipo de estructura se utiliza en el diseño del edificio que se describe en el presente proyecto de titulación.



Figura 1.4. Edificio “Hearst Tower” en New York⁸

1.3.3. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE

Los pórticos no arriostrados pueden exhibir una respuesta dúctil y estable; sin embargo, son estructuras relativamente flexibles.⁹

Los pórticos con arriostramientos concéntricos representan una situación inversa, debido a que se caracterizan por una elevada rigidez lateral, pero su comportamiento sísmico resistente puede verse afectado por el pandeo de las riostras comprimidas. Es por ello que se desarrolló un sistema que trata de combinar las ventajas de los dos anteriores, contrarrestando sus debilidades. Así, surgieron los pórticos arriostrados excéntricamente, en los cuales las riostras se disponen deliberadamente de forma tal de generar una excentricidad en la viga donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados⁹.

Este tipo de pórtico se puede observar esquemáticamente en la Figura 1.5.

⁸ Crisafulli Francisco Javier, 2008, “Diseño sismorresistente de construcciones de acero”, 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, Figura 2-9, pp 20

⁹ Crisafulli Francisco Javier, 2008, “Diseño sismorresistente de construcciones de acero”, 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, Sección 2.6.3, pp 20

Estas zonas, llamadas enlaces (en inglés: links) se diseñan especialmente para disipar energía mientras el resto de los componentes se diseñan para responder esencialmente en su rango elástico.

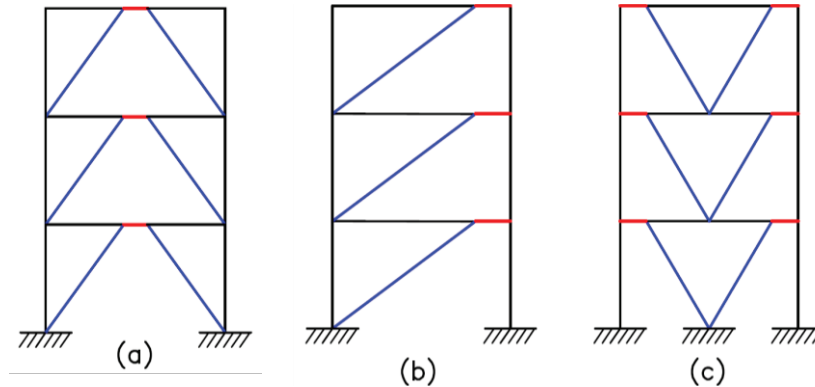


Figura 1.5. Esquema de pórticos arriostrados excéntricamente¹⁰

1.3.4. MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO

Los muros de corte con placas de acero son estructuras formadas por placas esbeltas (alma del muro) conectadas a componentes de borde.

Las placas de acero de los muros de corte se diseñan para fluir y pandear bajo la acción sísmica, constituyendo así el principal mecanismo de deformación plástica y disipación de energía, mientras los componentes de borde permanecen en rango elástico. En la figura 1.6 se puede observar una vista general de estos tipos de muros de corte.

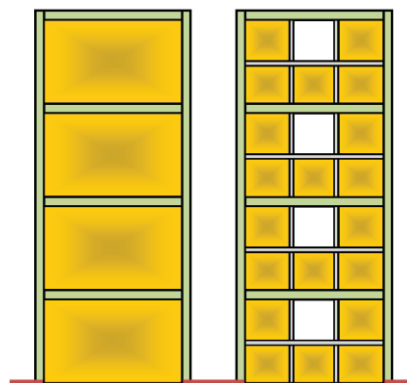


Figura 1.6. Vista general de una estructura de muros de corte¹¹

¹⁰ Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero", 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, Figura 2-13, pp 21

¹¹ Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero", 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, Figura 2-16, pp 22

1.3.5. SISTEMAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA

A partir del año de 1980, se produjeron avances significativos en la ingeniería sismorresistente, particularmente por el desarrollo e implementación de distintos dispositivos o sistemas innovadores para controlar la acción sísmica. Entre éstos puede mencionarse la incorporación de disipadores o amortiguadores de diversos tipos, los sistemas de masa sintonizada, entre otros. En particular, los disipadores de energía por fluencia del acero son dispositivos especialmente diseñados para asegurar una respuesta dúctil, presentando además la ventaja de que pueden remplazarse fácilmente en caso de que fuera necesario.

Muchos de estos disipadores han sido diseñados para ser colocados en estructuras arriostradas, con lo cual se logra una buena disipación de energía en combinación con una elevada rigidez lateral. En la Figura 1.7 se puede ver una aplicación de disipadores de energía en la construcción de una estructura.



Figura 1.7. Pórtico de acero con riostras de pandeo restringido¹²

1.4. TIPOS DE CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS¹³

Las especificaciones AISC para el acero estructural permiten el uso los siguientes tipos de conexiones:

- Por soldadura o soldadas

¹² Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero", 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, Figura 2-21, pp 24

¹³ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRF", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp 492, 493

- Con pernos ordinarios y
- Con pernos de alta resistencia.

La selección del tipo de junta está sujeta a una serie de factores entre los que pueden citarse: los ordenamientos de los códigos locales de construcción, economía, preferencia del diseñador, condiciones de carga, preferencia del fabricante y equipo disponible.

Entre los principales conceptos que se tienen que tomar en cuenta para decidir qué tipo de junta es el más conveniente, se tienen los siguientes:

1. Los pernos ordinarios son a menudo económicos para estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas pequeñas y para miembros secundarios en estructuras más grandes.
2. El montaje a base de pernos es muy rápido y la mano de obra no necesita ser calificada como en el caso de la soldadura, sin embargo el precio comercial de los pernos de alta resistencia es más alto.
3. Se recomienda pernos cuando se requiere que la estructura sea desmontable.
4. La soldadura requiere menor cantidad de acero, proporciona juntas con un buen acabado estético y tienen una zona de aplicación más amplia a diferentes tipos de conexiones¹⁴.
5. Se prefiere la soldadura para juntas resistentes a momentos, continuas y rígidas.
6. La soldadura es universalmente aceptada como satisfactoria para el trabajo en campo y taller¹⁵.
7. El uso de soldadura nos da la facilidad de hacer conexiones en geometrías complejas como las conexiones entre elementos tubulares.

1.4.1. TIPOS DE CONEXIONES SOLDADAS PARA VIGAS

Para diseñar correctamente conexiones soldadas de vigas es importante recalcar que:

¹⁴ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, sección 14.2, pp 432.

¹⁵ Segui W, Diseño de Estructuras de Acero con LRFD, International Thomson Editores, 2da edición, 1999, sección 7.10, pp 341.

- La mayoría de los esfuerzos de flexión en vigas se tienen en los patines
- La mayor parte de las fuerzas de corte en una viga ocurren en el alma.

1.4.1.1. Conexiones soldadas con ángulos soldados al alma

Las vigas que trabajan simplemente apoyadas, se conectan a menudo con ángulos en el alma. Esta conexión se diseña normalmente para transmitir esfuerzo cortante y un momento tan pequeño como sea posible, reduciendo al mínimo la resistencia a la rotación. Actualmente, es práctica común soldar en el taller los ángulos a las vigas y conectarlos en la obra a las columnas. En la Figura 1.8 se puede observar este tipo de conexión.

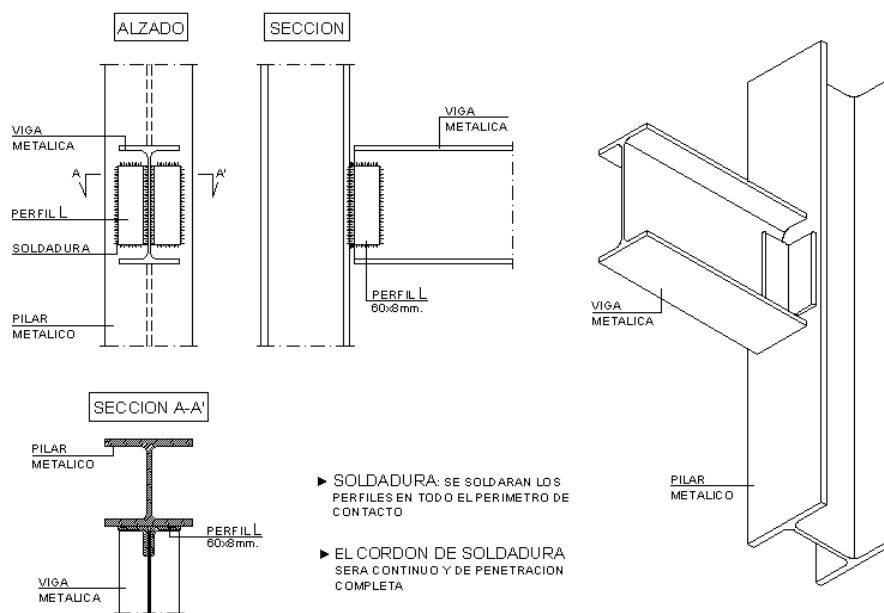


Figura 1.8. Conexión soldada con ángulos soldados al alma¹⁶

1.4.1.2. Conexiones soldadas con ángulo de asiento

El asiento probablemente se suelda en el taller y más tarde a las vigas en la obra, ofreciendo una gran ventaja a los operarios que realizan el montaje. Los ángulos de conexión o ángulos de asiento pueden usar pernos temporales de montaje. Para esto se realiza agujeros, los cuales deben ser ovalados para permitir fácil alineamiento de los miembros. Este tipo de conexión se puede observar en la Figura 1.9.

¹⁶ Imagen tomada de la página web:

http://www.detallesconstructivos.net/sites/default/files/perfiles_l_seat_steel_connection_beam_colmn_apoyo_mensula_metalica_pilar_columna_viga_appui_liasion_poutre_poteau_mensola_acciaio_dwg_cad.png (Disponible hasta 14-04-2013)

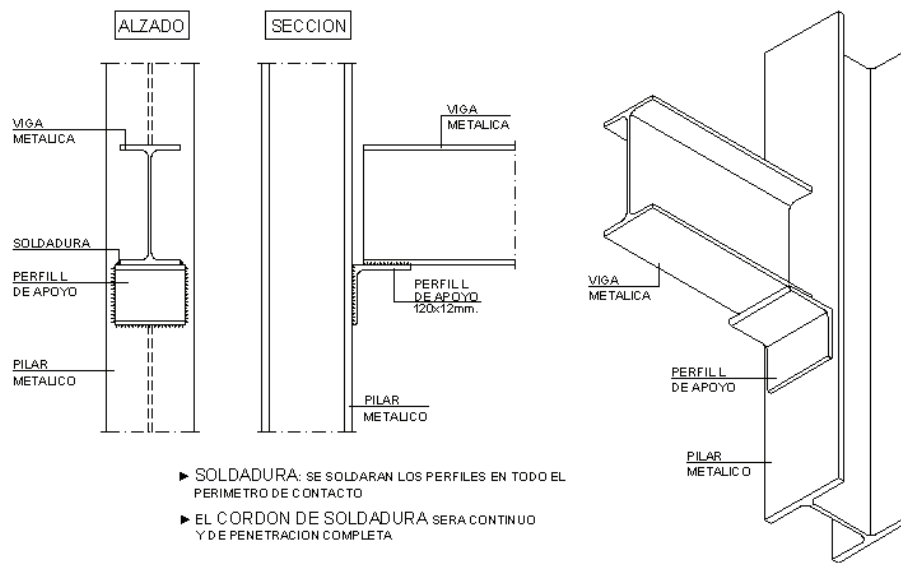


Figura 1.9. Conexión soldada con ángulos de asiento¹⁷

1.4.1.3. Conexiones soldadas de asiento atiesado

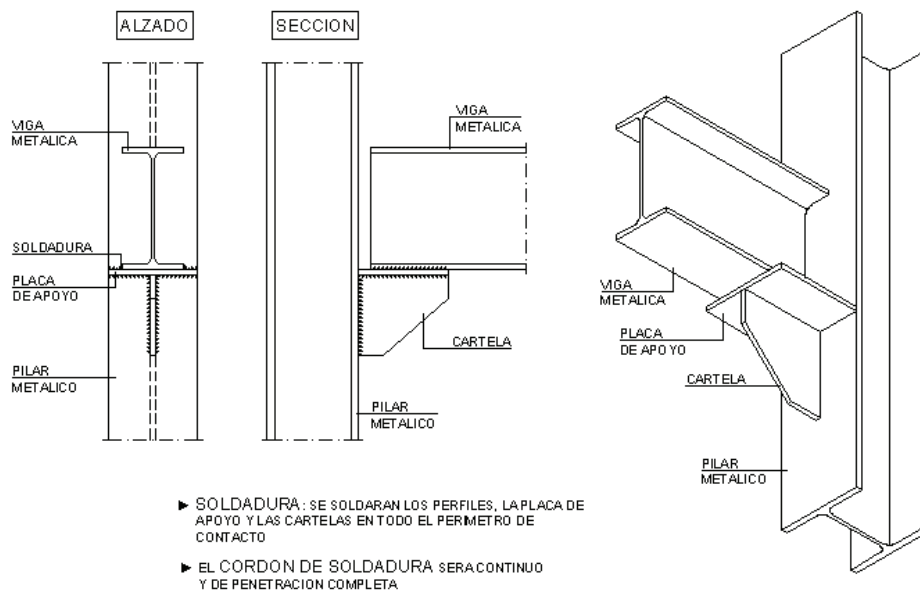


Figura 1.10. Conexión soldada de asiento atiesado¹⁸

¹⁷ Imagen tomada de la página web:

http://www.detallesconstructivos.net/sites/default/files/perfiles_l_seat_steel_connection_beam_column_apoyo_mensula_metalica_pilar_columna_viga_appui_liasion_poutre_poteau_mensola_acciaio_dwg_cad.png

¹⁸ Imagen tomada de la página web:

http://www.detallesconstructivos.net/sites/default/files/steel_connection_beam_column_seat_apoyo_mensula_metalica_pilar_columna_viga_appui_liasion_poutre_poteau_mensola_acciaio_dwg_cad.png (Disponible hasta 14-04-2013)

1.4.1.4. Conexiones soldadas resistentes a momentos

Las conexiones resistentes a momento tienen una rigidez suficiente para mantener los ángulos de intersección entre los miembros, sin cambios bajo la aplicación de una carga. Esquemáticamente se observa este tipo de conexión en la Figura 1.11.

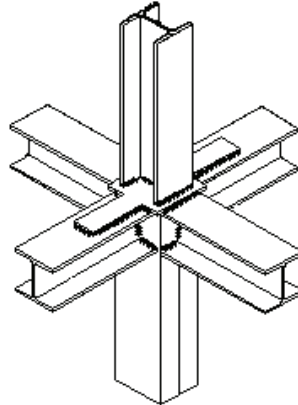


Figura 1.11. Conexión soldada resistente a momento¹⁹

1.5. MÉTODOS DE DISEÑO: ASD Y LRFD

Las especificaciones para construcciones de acero vigentes consideran dos métodos generales de diseño: el método de las tensiones admisibles (ASD por sus siglas de Allowable Strength Design), y el método de factores de carga y resistencia (LRFD por sus siglas de Load and Resistance Factor Design).

El primer método se basa en verificar que las tensiones inducidas en los elementos estructurales no excedan una tensión admisible, la cual resulta de dividir la resistencia del material (usualmente la tensión de fluencia F_y) por un factor de seguridad. Este procedimiento es ampliamente conocido por los ingenieros estructurales y ha sido utilizado a lo largo de muchas décadas.

Por el contrario, el método LRFD es más reciente, algunos países de Latinoamérica lo han adoptado en los últimos años, mientras que otros países continúan con el método ASD.

El método de diseño LRFD se basa en la evaluación de una serie de estados límites, los cuales pueden definirse como una condición aplicable a toda la

¹⁹ Imagen tomada de la página web:

http://www.detallesconstructivos.net/sites/default/files/union_vigas_pilares_metalicos_transicion_dwg_detalle_perfiles_entrega_apoyo_nudo_liga%C3%A7oes_pormenores_construtivos.png
(Disponible hasta 14-04-2013)

estructura o a uno de sus componentes, más allá del cual no queda satisfecho el comportamiento requerido o esperado.

Los estados límites se dividen en dos grupos²⁰:

- Estados límites de servicio:

Son aquellos vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la construcción. Como ejemplo, puede mencionarse el control de deformaciones excesivas en vigas o de vibraciones en un entrepiso cuando se someten a cargas de servicio.

- Estados límites de resistencia (o últimos):

Son los relacionados con la capacidad resistente ante cargas últimas y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso. Estos estados varían según el tipo de sollicitación actuante, y usualmente se requiere verificar varios de ellos para un mismo componente. Algunos de los estados límites de resistencia más usuales son: fluencia, rotura, formación de rótulas plásticas, inestabilidad global de un componente, pandeo local y pandeo lateral torsional.

La verificación de los estados límites de resistencia se realiza a través de la comparación entre las sollicitaciones resultantes de aplicar las combinaciones de cargas mayoradas (en estado último) y la resistencia, correspondientes a dicho estado.

1.6. NORMAS Y CÓDIGOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Se ha decidido utilizar el manual de diseño LRFD 2005 de la AISC para el diseño, además de los siguientes documentos:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-11
- Reglamento técnico ecuatoriano para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero RTE - 2008
- Manual of Steel Construction AISC – 2005
- Instituto Americano del Concreto ACI
- Minimum design loads for building and other structures – 2005.-ASCE.

²⁰ Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero", 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, Sección 1.2, pp 2.

1.7. CARGAS DE CONSTRUCCIÓN SEGÚN EL MÉTODO LRFD

“Las cargas son fuerzas u otras acciones que resultan del peso propio de los materiales de construcción del edificio, de sus ocupantes y pertenencias, efectos del medioambiente, diferenciales de movimiento, y cambios dimensionales moderados. Las cargas permanentes son aquellas cuyas variaciones respecto al tiempo son escasas o de mínima magnitud. Todas las demás clases de cargas son llamadas cargas variables”.²¹

1.7.1. CARGAS PERMANENTES (CARGA MUERTA)

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, tabiques, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, de acondicionamiento, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

Para este proyecto de titulación se utilizará el capítulo 3 de la norma ASCE 07-05 para determinar las cargas muertas.

1.7.2. CARGAS DE USO (CARGA VIVA)

Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación; estas cargas están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y no incluyen las cargas debidas a fuerzas naturales como viento, sismo y nieve.

Para la determinación de estas cargas se utiliza el capítulo 4 de la norma ASCE 07-05.

1.7.2.1. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

De acuerdo al tipo o uso de la estructura; las cargas vivas, que se encuentran tabuladas en la tabla 4-1 de la norma ASCE 07 y se clasifican en:

- Residenciales (casas, apartamentos, hoteles).
- Para oficinas (despachos, bancos).
- Educativas (escuelas, colegios).
- Para concurrencia de público (teatros, auditorios, vestíbulos, restaurantes).
- Institucionales (iglesias, prisiones).

²¹ ASCE, 2005, “ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, United States of America, pp 1

- Para ventas (mercados, centros comerciales).
- Almacenes (bodegas, bibliotecas).
- Industriales (talleres, fábricas).
- Estacionamientos.

Estas tablas proporcionan cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas (L_0), o también llamadas cargas vivas básicas o no reducidas, las cuales se basan en el uso o la ocupación que vaya a tener el edificio.

1.7.3. CARGAS DE VIENTO (W)

El viento es un fluido en movimiento que ejerce una presión sobre las superficies con las que entra en contacto. La norma ASCE 07 considera a los edificios como estructuras rígidas, las cuales necesitan una enorme cantidad de energía para generar una respuesta dinámica. Por lo que se considera al viento como una carga estática aplicada en la superficie del edificio.

La magnitud de la carga de viento depende de la región geográfica, la altura sobre el suelo, el tipo de terreno que lo rodea, el tamaño y tipo de estructuras cercanas al edificio a diseñar.

Para el propósito de este proyecto de titulación se usará la Sección 6.4 de la ASCE 7-05 por tratarse de una edificación de poca altura.

1.7.4. CARGAS DE SISMO (E)

1.7.4.1. El sismo como acción de diseño

Los sismos tienen un promedio medio de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10%, es decir aproximadamente 47 años²². Teniendo en cuenta que nuestra edificación tendrá una vida útil de 50 años, existe la probabilidad de que la estructura soporte un evento sísmico.

Por estas razones el diseño de estructuras sismo resistentes presenta particularidades que lo distinguen del diseño para otro tipo de acciones como cargas gravitatorias o viento.

El fenómeno sísmico es un problema netamente dinámico. Es así que surgió el método de las fuerzas estáticas equivalentes, que aún hoy se aplica para

²² NEC-11, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo 2, Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, Sección 2.1.23, pp 7

estructuras relativamente simples (la mayoría de los códigos permiten su aplicación para construcciones de baja y mediana altura con de configuración regular). En este método, el efecto vibratorio del sismo se reemplaza por fuerzas laterales que, en general, siguen una distribución creciente con la altura. El corte basal sísmico se determina a partir de un coeficiente sísmico igual a la aceleración horizontal dividida para la aceleración de la gravedad g , multiplicado por el peso total de la construcción, incluyendo las sobrecargas de uso.

1.8. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

El diseño de un miembro estructural implica la selección de una sección transversal que resista con seguridad y económicamente las cargas aplicadas. La economía significa usualmente peso mínimo, lo que quiere decir que se escogerá una sección con menor área transversal y que cumpla con la función deseada. El procedimiento de diseño es aproximadamente como sigue:

1. Se multiplica las cargas de servicio (cargas de servicio) por el factor de carga, para obtener las cargas de falla.
2. Se determina las propiedades de la sección transversal necesarias para resistir la falla bajo esas cargas.
3. Se reduce la resistencia teórica del miembro, multiplicándola por un factor de resistencia.
4. Se selecciona un miembro que tenga suficiente resistencia frente a las cargas factorizadas, bajo el siguiente criterio:

$$\text{Carga factorizada} \leq \text{Resistencia factorizada}$$

En esta última expresión, la carga factorizada es la suma de todas las cargas de servicio que resistirá el miembro, cada una multiplicada por su propio factor de carga (ver ecuación 1.1).

$$\gamma_i Q_i \leq \phi R_n \tag{1.1}$$

Donde

Q_i = un efecto de carga(fuerza o momento)

γ_i = un factor de carga

R_n = la resistencia nominal de la componente bajo consideración

ϕ = factor de resistencia

La carga factorizada γQ será la que lleve a los miembros de la estructura a su límite; esta es una carga de falla mayor que la carga de servicio real total, por lo que los factores de carga son usualmente mayores que la unidad. A su vez, la resistencia factorizada ϕR_n es la resistencia útil del miembro, reducida del valor teórico por el factor de resistencia, por lo que este factor es usualmente menor que la unidad.

La resistencia factorizada ϕR_n se llama resistencia de diseño. La carga factorizada es sobre el número total de efectos de carga, donde cada efecto de carga puede tener un factor de carga diferente. El factor de carga para un efecto de carga particular, dependerá de la combinación de cargas que se elija

1.9. FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA USADOS EN LAS ESPECIFICACIONES AISC

La resistencia factorizada ϕR_n se llama *resistencia de diseño*. La carga factorizada es sobre el número total de efectos de carga, donde cada efecto de carga puede tener un factor de carga diferente. El factor de carga para un efecto de carga particular, dependerá de la combinación de cargas que se elija

Las cargas nominales o de servicio más comunes, presentes en el diseño de una estructura son estipuladas por las normas ASCE 07 y AISC LRFD 2005; y están detalladas en la Tabla 1.1.

La probabilidad de que todas las cargas actúen a la vez y con sus valores máximos es baja, por lo que se han desarrollado las combinaciones de cargas nominales, en base a estadísticas de carga en las que se incluye la carga muerta en todas ellas; además de un valor aleatorio en el tiempo del resto de cargas, es decir el valor que se espera que actúe sobre la estructura en cualquier instante del tiempo.

| DESIGNACIÓN CARGA | |
|-------------------|---|
| DENOMINACIÓN | TIPO DE CARGA |
| D | Muerta |
| L | Viva, debida a la ocupación |
| Lr | Viva, en el techo |
| S | De nieve |
| R | Debida al efecto del agua o hielo estancados sobre la estructura. |
| W | De viento |
| E | Por sismo |
| F | Debida a fluidos |
| H | Debida a presión lateral del terreno |
| T | Fuerza de auto deformación |

Tabla 1.1. Cargas de Diseño²³

Las 7 combinaciones de cargas básicas LRFD están expresadas en la Tabla 1.2

| Nº | COMBINACIÓN | CARGA CRÍTICA |
|------|---|--|
| LC-1 | 1,4 D | Carga muerta, D (durante la construcción) |
| LC-2 | 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr, S o R) | Carga viva, L |
| LC-3 | 1,2 D + 1,6 (Lr, S o R) + (1,0 L o 0,8 W) | Carga de techo, Lr o S o R |
| LC-4 | 1,2 D + 1,6 W + 1,0 L + 0,5 (Lr, S o R) | Carga de viento, W (que actúa en la dirección de la carga muerta, D) |
| LC-5 | 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S | Carga por sismo, E (que actúa en la dirección de la carga muerta, D) |
| LC-6 | 0,9 D + 1,6 W + 1,6 H | Volteo (W en sentido contrario a la carga muerta, D) |
| LC-7 | 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H | Volteo (E en sentido contrario a la carga muerta, D) |

Tabla 1.2. Combinaciones de Cargas LRFD²³

²³ Manual AISC LRFD 2005, Sección A4.1, 6-30.

CAPÍTULO 2

2. ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

2.1. INTRODUCCIÓN

En esta sección se definirán los problemas que se presentan en el proyecto de titulación. En base a esto se establecerán las especificaciones técnicas, presentación y evaluarán de las alternativas tanto para la estructura como para el tipo de material, tipo de perfilería y tipo de conexión, con la finalidad de escoger el más adecuado, que solucionará el problema inicial.

2.2. PREFACTIBILIDAD

2.1.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

En el Ecuador, las técnicas de construcción para edificaciones se han basado principalmente en la utilización del hormigón. En la actualidad la tendencia ha ido cambiando al uso de acero estructural dadas sus ventajas en peso, costo y facilidad para el montaje, sobre todo en diseños arquitectónicos complejos.

Por tal razón, el ingeniero Mecánico tiene la necesidad de involucrarse en esta tendencia del diseño estructural, aportando al desarrollo de la ingeniería en el país.

El edificio "Diamante Premium Corp" presenta una tipología atípica, esquematizada como una estereo-celosía espacial, cuyo grado de complejidad es alto, por lo que su cálculo y diseño estructural debe basarse en procesos técnicos y tecnológicos que garanticen la viabilidad del proyecto en todas sus etapas.

2.1.2. DETERMINACIÓN DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas de la estructura son determinadas por medio de la casa de la calidad, la cual es una herramienta del QFD (Quality Function Deployment), cuyo fin principal es plasmar los requerimientos y deseos del cliente en el producto, y permitir la planificación de la calidad durante todo el ciclo de vida.

En primer lugar para elaborar la casa de la calidad se requiere conocer la voz del usuario, mediante la cual éste manifiesta sus requerimientos y deseos del producto; luego estos son traducidos por medio del criterio del ingeniero a requerimientos técnicos, tomando en cuenta las especificaciones según normas o

códigos vigentes. Finalmente estos requerimientos técnicos son evaluados para determinar aquellos de mayor importancia.

2.1.3. VOZ DEL USUARIO

De acuerdo al criterio y requerimientos técnico-arquitectónicos de los dueños proyecto DIAMANTE PREMIUM CORP, el diseño técnico-arquitectónico debe contar con las siguientes características:

- Cumplir con normas y códigos de diseño estructural vigentes.
- Selección adecuada de materiales.
- Apropiada Sismo-Resistencia.
- Brinde buena claridad (eficiencia energética).
- Poco tiempo de construcción.
- Facilidad de montaje.
- Aprovechamiento del espacio.
- Buen acabado estético.
- Costo bajo o razonable.

2.1.4. REQUERIMIENTOS DEL DISEÑADOR

Para realizar este paso, el diseñador debe crear una lista de características técnicas medibles y al alcance de este proyecto de titulación, que puedan dar cumplimiento a las demandas del usuario. Estas características para el presente proyecto de titulación son:

- Dimensiones (metros, m).
- Peso (Kilogramos, kg).
- Área de construcción (metros cuadrados, m^2).
- Tiempo de construcción (meses).
- Número de pisos.
- Sismo resistencia.

La Figura 2.1 muestra la casa de la calidad.

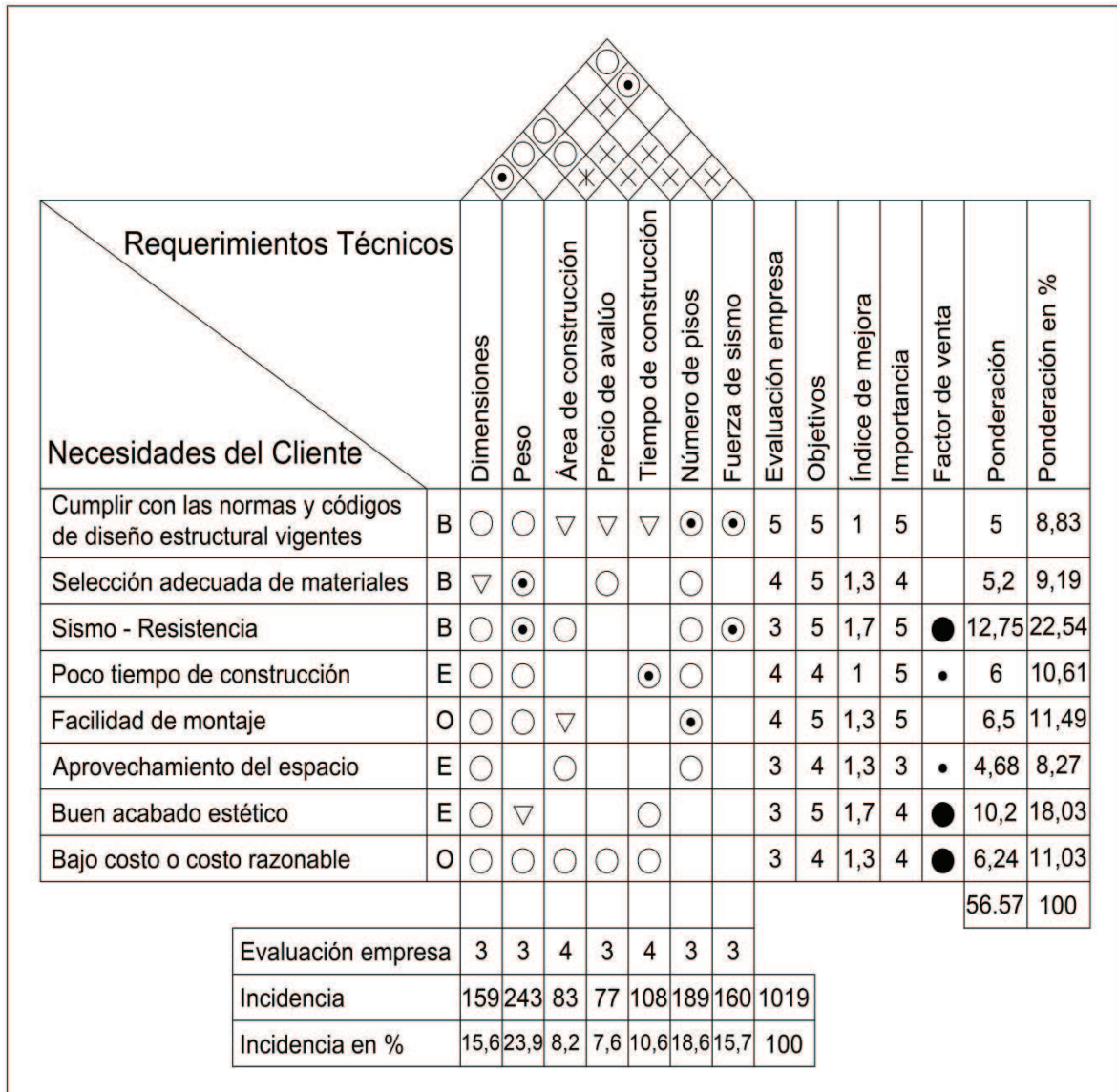


Figura 2.1. Desarrollo de la casa de la calidad

2.1.5. CONCLUSIONES DE LA CASA DE LA CALIDAD

2.1.5.1. Especificaciones técnicas

La especificación del producto o proyecto es la manifestación explícita del conjunto de determinaciones, características o prestaciones que debe guiar su diseño y desarrollo.

| Empresa Cliente: DIAMANTE PREMIUM CORP | | Producto: EDIFICIO "DIAMANTE PREMIUM CORP", UBICADO EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL | | Fecha Inicial: 01/05/2012 Última revisión: 01/06/2012 |
|--|-------|---|-----|--|
| Diseñadores: Erazo-Ordóñez | | | | Página 1 |
| Especificaciones | | | | |
| Concepto | Fecha | Propone | R/D | Descripción |
| Función | | C | R | Asegurar el soporte estructural del edificio. |
| | | C | R | Sismo-resistencia |
| Sismo resistencia | | D | R | Capacidad de resistir una eventualidad sísmica con un promedio medio de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% ²⁴ . |
| Dimensiones | | C | R | Edificio con subsuelo, planta baja. 3 pisos y terraza. |
| | | C | R | Área de construcción 266,55 m ² . |
| | | C | R | Altura de nivel 3,75 m. |
| Materiales | | D | R | Columnas y vigas acero estructural A36 |
| | | C | D | Paredes bloque. |
| | | D | R | Cubierta de losa deck. |
| Ergonomía | | C | D | Servicios básicos |
| | | C | D | Buen acabado. |
| | | C | R | Diseñado para oficinas. |
| Impacto ambiental | | D | D | > Número de ventanas (buena claridad) para ahorro de energía. |
| | | D | D | Elementos estructurales necesarios. |
| Aspectos legales | | D | R | Cumplir con la norma ecuatoriano de la construcción. NEC-11. |
| | | D | R | Cumplir con las ordenanzas municipales. |

Propone: D = Diseño, P = Producción, F = Fabricación.

R/D: R = Requerimiento; D = Deseo, MR = Modificación de Requerimiento.

Tabla 2.1. Especificaciones técnicas de la estructura

²⁴ NEC-11, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo 2, Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, Sección 2.1.23, pp 7.

Cabe distinguir entre dos tipos de especificaciones:

Requerimiento (R, o especificación necesaria).- es toda especificación sin la cual el proyecto pierde su objetivo.

Deseo (D, o especificación conveniente).- es toda especificación que, sin ser estrictamente necesaria para el objetivo del proyecto, mejoraría determinados aspectos del proyecto.

2.3. DEFINICIÓN DEL PROYECTO

Gracias a los requerimientos obtenidos de la casa de la calidad y de las especificaciones técnicas, se logra conceptualizar la idea del proyecto, generando un resultado con soluciones aceptables para el diseño. La definición del proyecto se presenta como: “Diseñar una edificio asegurando el soporte de 600 Ton con capacidad sismo-resistente de cinco niveles (subsuelo, planta baja, 3 plantas), con un área de construcción de 266,5 m², con una altura de piso de 2,75 m, que sea sismorresistente, que el material estructural que se utilizará para su construcción cumpla con los estándares mínimos de resistencia, que tenga por facilidad económica paredes de bloque y cubierta losa deck, diseñada para oficinas, que cumpla con las especificaciones ya establecidas y con ordenanzas municipales”.

2.4. ALTERNATIVAS DE DISEÑO Y EVALUACIÓN DE SOLUCIONES

Existen varias posibilidades de selección para las diferentes alternativas de la estructura. Se detallarán las diferentes variables como son: material, perfilería, y conexiones, con sus respectivas características, ventajas y desventajas; luego se estudiará los criterios de evaluación para cada alternativa. Todo esto se realiza basándose en el Método Ordinal de Criterios Ponderados, ya que es suficiente con saber el orden de preferencia según los criterios de evaluación global²⁵.

Este método consiste en establecer tablas comparativas. Se comienza evaluando los criterios entre ellos, para justificar cual es más decisivo. A continuación se estudian por separado las soluciones bajo un mismo criterio y finalmente se comparan los resultados teniendo en cuenta el peso específico de cada criterio.

²⁵ Riba I Romeva C, 2002, “Diseño Concurrente”, ETSEIB UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña, pp 59.

Para realizar la ponderación se han de establecer los valores de ponderación siguientes²⁶:

- 1 Si el criterio (o solución) de las filas es mejor que el de las columnas.
- 0.5 Si el criterio (o solución) de las filas es equivalente al de las columnas.
- 0 Si el criterio (o solución) de las columnas es mejor que el de las filas.

2.4.1. MATERIAL

2.4.1.1. Acero ASTM A36 (Alternativa 1)

Es un acero estructural al carbono, utilizado en construcción de estructuras metálicas, puentes, torres de energía, torres para comunicación y edificaciones remachadas, atornilladas o soldadas. En la Tabla 2.1 se puede observar la composición química del acero A36.

| Elemento | Porcentaje |
|----------------|------------|
| Carbono (C) | 0,29% |
| Manganeso (Mn) | 1% |
| Fósforo (P) | 0,04% |
| Azufre (S) | 0,05% |
| Silicio (Si) | 0,15% |
| Cobre (Cu) | 0,2% |
| Hierro (Fe) | 98% |

Tabla 2.2. Composición química del acero ASTM A36²⁷

Entre las propiedades del acero A36 se encuentran:

- Densidad: 7.85 g/cm³
- Resistencia última a la tracción: 58 ksi
- Resistencia a la fluencia: 36 ksi
- Elongación: 23% en 50 mm
20% en 200 mm
- Módulo de elasticidad: 29000 ksi

Carbono equivalente: $CE = \%C + \frac{\%Mn}{6} + \frac{\%Cr + \%Mo + \%V}{5} + \frac{\%Ni + \%Cu}{15}$ [28]

²⁶ Riba I Romeva C, 2002, "Diseño Concurrente", ETSEIB UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña, pp 60.

²⁷ <http://www.matweb.com/search/DataSheet.aspx?MatGUID=9ced5dc901c54bd1aef19403d0385d7f> (disponible hasta 21/03/2013)

$$CE = 0,29 + \frac{1}{6} + \frac{0,2}{15}$$

$$CE = 0,47$$

2.4.1.2. Acero ASTM A572 gr. 50 (Alternativa 2)

Es un acero estructural de alta resistencia y baja aleación, el cual se usa en construcción de estructuras metálicas remachadas, apernadas o soldadas. La Tabla 2.2 muestra la composición química de este acero.

| Elemento | Porcentaje |
|----------------|------------|
| Carbono (C) | 0,25% |
| Manganeso (Mn) | 0,8% |
| Fósforo (P) | 0,04% |
| Azufre (S) | 0,05% |
| Silicio (Si) | 0,4% |
| Cobre (Cu) | 0,2% |
| Hierro (Fe) | 98% |

Tabla 2.3. Composición química del acero A572 Gr. 50²⁹

Entre las propiedades del acero a572 gr. 50 se tiene:

- Densidad: 7.85 g/cm³
- Resistencia última a la tracción: 65,3 ksi
- Resistencia a la fluencia: 50 ksi
- Elongación: 21% en 50 mm
- 18% en 200 mm
- Módulo de elasticidad: 29000 ksi
- Carbono equivalente: $CE = 0,25 + \frac{0,8}{6} + \frac{0,2}{15}$

$$CE = 0,397$$

2.4.1.3. Acero ASTM A588 (Alternativa 3)

Es un acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con resistencia a la corrosión mejorada. Con este tipo de acero se pueden formar ángulos, canales y vigas, así como placas de acero y barras. Su uso se enfoca principalmente para

²⁸ Ecuación publicada por el IIW (International Institute of Welding) [Technical Report 1967, IIW Doc. IX-535-67]

²⁹ <http://www.matweb.com/search/DataSheet.aspx?MatGUID=47b5d9ddc69b46bdb7e5e2a7e9418982> (disponible hasta 21/03/2013)

puentes y otras estructuras soldadas donde el ahorro en peso o aumentar la durabilidad es importante, junto con el ciclo de vida más largo debido a sus propiedades de resistencia a la corrosión. La resistencia a la corrosión atmosférica de a588 es sustancialmente mejor que la de los aceros al carbono, tales como a36 y a572-50 con o sin adición de cobre. El acero a588 es adecuado para muchas aplicaciones que no requieren pintura.

| Elemento | Porcentaje |
|----------------|------------|
| Carbono (C) | 0,19% |
| Manganeso (Mn) | 1,05% |
| Fósforo (P) | 0,04% |
| Azufre (S) | 0,05% |
| Silicio (Si) | 0,25% |
| Cobre (Cu) | 0,3% |
| Cromo (Cr) | 0,5 |
| Vanadio (V) | 0,06 |
| Hierro (Fe) | 98% |

Tabla 2.4. Composición química del acero ASTM A588³⁰

Entre las propiedades del acero A36 se tiene:

- Densidad: 7.87 g/cm³
- Resistencia última a la tracción: 70 ksi
- Resistencia a la fluencia: 50 ksi
- Elongación: 21% en 50 mm
18% en 200 mm
- Módulo de elasticidad: 29700 ksi
- Carbono equivalente: $CE = 0,19 + \frac{1,05}{6} + \frac{0,5+0,06}{5} + \frac{0,3}{15}$
 $CE = 0,497$

2.4.1.4. Criterios

Se valorará teniendo en cuenta criterios determinantes como:

³⁰<http://www.matweb.com/search/DataSheet.aspx?MatGUID=afc003f4fb40465fa3df05129f0e88e6&ckck=1> (disponible hasta 21/03/2013)

- a) Disponibilidad: en el mercado, depende de los proveedores de acero en el país.
- b) Resistencia del material: depende de la composición química del mismo y es un requisito.
- c) Costo: moderado, el cual depende del tipo de elementos aleantes y propiedades mecánicas del acero.
- d) Soldabilidad: es la propiedad que posee el material para ser soldado con uno o varios procesos de soldadura, y que presente características suficientes de continuidad metalúrgica. Esta se mide con el carbono equivalente (para mayor información, revisar del “International Institute of Welding”; “Technical Report 1967, IIW Doc. IX-535-67”).

| Disponibilidad > Resistencia > Costo > Soldabilidad | | | | | | |
|---|-------------|----------------|-------|--------------|------------|--------------------|
| CRITERIO | Resistencia | Disponibilidad | Costo | Soldabilidad | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Disponibilidad | - | 1 | 1 | 1 | 4 | 0,4 |
| Resistencia | 0 | - | 1 | 1 | 3 | 0,3 |
| Costo | 0 | 0 | - | 1 | 2 | 0,2 |
| Soldabilidad | 0 | 0 | 0 | - | 1 | 0,1 |
| TOTAL | | | | | 10 | 1 |

Tabla 2.5. Evaluación de los pesos específicos de las distintas soluciones para cada criterio

| Alternativa 1 > Alternativa 2 = Alternativa 3 | | | | | |
|---|---------------|---------------|---------------|------------|--------------------|
| DISPONIBILIDAD | Alternativa 1 | Alternativa 2 | Alternativa 3 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 1 | 1 | 3 | 0,5 |
| Alternativa 2 | 0 | - | 0,5 | 1,5 | 0,25 |
| Alternativa 3 | 0 | 0,5 | - | 1,5 | 0,25 |
| TOTAL | | | | 6 | 1 |

Tabla 2.6. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio de disponibilidad

| Alternativa 3 = Alternativa 2 > Alternativa 1 | | | | | |
|---|---------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| RESISTENCIA | Alternativa 1 | Alternativa 2 | Alternativa 3 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 0 | 0 | 1 | 0,18 |
| Alternativa 2 | 1 | - | 0,5 | 2,5 | 0,41 |
| Alternativa 3 | 1 | 0,5 | - | 2,5 | 0,41 |
| TOTAL | | | | 6 | 1 |

Tabla 2.7. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio de resistencia

| Alternativa 1 > Alternativa 2 > Alternativa 3 | | | | | |
|---|---------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| COSTO | Alternativa 1 | Alternativa 2 | Alternativa 3 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 1 | 1 | 3 | 0,50 |
| Alternativa 2 | 0 | - | 1 | 2 | 0,33 |
| Alternativa 3 | 0 | 0 | - | 1 | 0,17 |
| TOTAL | | | | 6 | 1 |

Tabla 2.8. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio costo

| Alternativa 2 > Alternativa 1 = Alternativa 3 | | | | | |
|---|---------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| SOLDABILIDAD | Alternativa 1 | Alternativa 2 | Alternativa 3 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 0 | 0 | 1 | 0,18 |
| Alternativa 2 | 1 | - | 0,5 | 2,5 | 0,41 |
| Alternativa 3 | 1 | 0,5 | - | 2,5 | 0,41 |
| TOTAL | | | | 6 | 1 |

Tabla 2.9. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio soldabilidad

| CONCLUSIÓN | Disponibilidad | Resistencia | Costo | Soldabilidad | Σ | PRIORIDAD |
|---------------|----------------|-------------|----------|--------------|----------|-----------|
| Alternativa 1 | 0,5*0,4 | 0,18*0,3 | 0,50*0,2 | 0,18*0,1 | 0,372 | 1 |
| Alternativa 2 | 0,25*0,4 | 0,41*0,3 | 0,33*0,2 | 0,41*0,1 | 0,33 | 2 |
| Alternativa 3 | 0,25*0,4 | 0,41*0,3 | 0,17*0,2 | 0,41*0,1 | 0,298 | 3 |

Tabla 2.10. Prioridades para cada solución

2.4.1.5. Conclusiones de la tabla de evaluación

Según la Tabla 2.10 de prioridades, la Alternativa 1 es la más conveniente en soldabilidad, costo y disponibilidad en el mercado, pese a que es menos resistente que las otras alternativas. Si se requeriría la alternativa 2 ó 3, se tendría que traer desde el exterior, lo cual implicaría un costo adicional de importación. En el mercado nacional, la alternativa 1 corresponde al material de mayor distribución en el país.

2.4.2. PERFILERÍA

2.4.2.1. Perfiles laminados en caliente (Alternativa 1)

Son perfiles fabricados por laminadoras a partir de un lingote, se clasifican de acuerdo con su ancho, espesor y forma.

Todas las clases de perfiles se encuentran estandarizados.

2.4.2.1.1. Ventajas

Son diseñados reforzando las zonas que soportan mayor carga.

Poseen buenas propiedades mecánicas debido a su conducción de fibra ininterrumpida.

Facilidad de montaje debido al cumplimiento geométrico de las tolerancias.

2.4.2.1.2. Desventajas

Se debe diseñar teniendo en cuenta que en el mercado nacional no dispone de todos los perfiles estandarizados.

Su costo es elevado para secciones importadas.

2.4.2.2. Perfiles armados³¹ (Alternativa 2)

Llamados también perfiles soldados, son fabricados a partir de planchas planas de acero que son sometidas a corte, armado y soldadura.

³¹http://www.arquitecturaenacero.org/index.php?option=com_content&view=article&id=24&Itemid=36 (Disponible hasta 21/03/2013)

2.4.2.2.1. Ventajas

- Son una alternativa frecuentemente utilizada para enfrentar las limitaciones de disponibilidad de perfiles laminados y responder a exigencias de diseño específicas.
- Este tipo de perfiles permiten obtener una casi ilimitada variedad de formas, geometrías y espesores de perfiles a partir de las secciones o flejes que son empalmados mediante soldadura.
- Los perfiles armados permiten la producción de perfiles de sección variable.
- El proceso de producción permite desarrollar esta actividad desde instalaciones semi-artesanales a complejas instalaciones industriales.

2.4.2.2.2. Desventajas

- La soldadura produce deformaciones térmicas en las alas, que deben ser compensadas previamente o corregidas luego de su producción.

2.4.2.3. Criterios

Los criterios de evaluación para los perfiles son:

- a) Resistencia: dependen de la estabilidad de los perfiles, según su fabricación.
- b) Costo: moderado, el cual depende del modo de obtención del perfil.
- c) Peso: bajo, este criterio depende de la robustez del material³².
- d) Disponibilidad: depende de la variedad de perfiles en el mercado.

| Resistencia > Costo > Peso > Disponibilidad | | | | | | |
|---|-------------|-------|------|----------------|------------|-------------|
| CRITERIO | Resistencia | Costo | Peso | Disponibilidad | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Resistencia | - | 1 | 1 | 1 | 4 | 0,4 |
| Costo | 0 | - | 1 | 1 | 3 | 0,3 |
| Peso | 0 | 0 | - | 1 | 2 | 0,2 |
| Disponibilidad | 0 | 0 | 0 | - | 1 | 0,1 |
| TOTAL | | | | | 10 | 1 |

Tabla 2.11. Evaluación de los pesos específicos de las distintas soluciones para cada criterio

³² Escolá R, Ayarza A, Arribas V, Martín B, "Vigas de Grandes Luces", Editores Técnicos Asociados, 1978, pp 26.

| Alternativa 1 > Alternativa 2 | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| RESISTENCIA | Alternativa 1 | Alternativa 2 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 1 | 2 | 0,67 |
| Alternativa 2 | 0 | - | 1 | 0,33 |
| TOTAL | | | 3 | 1 |

Tabla 2.12. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio resistencia

| Alternativa 1 > Alternativa 2 | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| COSTO | Alternativa 1 | Alternativa 2 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 1 | 2 | 0,67 |
| Alternativa 2 | 0 | - | 1 | 0,33 |
| TOTAL | | | 3 | 1 |

Tabla 2.13. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio costo

| Alternativa 2 > Alternativa 1 | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| PESO | Alternativa 1 | Alternativa 2 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 0 | 1 | 0,33 |
| Alternativa 2 | 1 | - | 2 | 0,67 |
| TOTAL | | | 3 | 1 |

Tabla 2.14. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio peso

| Alternativa 2 > Alternativa 1 | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| DISPONIBILIDAD | Alternativa 1 | Alternativa 2 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 0 | 1 | 0,33 |
| Alternativa 2 | 1 | - | 2 | 0,67 |
| TOTAL | | | 6 | 1 |

Tabla 2.15. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio Disponibilidad

| CONCLUSIÓN | Resistencia | Costo | Peso | Disponibilidad | Σ | PRIORIDAD |
|---------------|-------------|----------|----------|----------------|----------|-----------|
| Alternativa 1 | 0,67*0,4 | 0,67*0,3 | 0,33*0,2 | 0,33*0,1 | 0,568 | 1 |
| Alternativa 2 | 0,33*0,4 | 0,33*0,3 | 0,67*0,2 | 0,67*0,1 | 0,432 | 3 |

Tabla 2.16. Prioridades para cada solución

2.4.2.4. Conclusión de la tabla de evaluación

Según la Tabla 2.16 de prioridades, la Alternativa 1 es la mejor por resistencia, siendo también la más económica, por lo que se buscará seleccionar perfiles estándar disponibles en el mercado nacional.

2.4.3. CONEXIONES

2.4.3.1. Conexiones Apernadas

Las conexiones apernadas presentan ciertas características que pueden apropiadas para ciertas aplicaciones.

2.4.3.1.1. Ventajas

- Rapidez de ejecución.
- Bajo nivel de calificación requerido para construirlas.
- Facilidad de inspección y reemplazo de partes dañadas.
- Mayor calidad que se obtiene al hacerlas en obra comparadas con conexiones soldadas.

2.4.3.1.2. Desventajas

- Mayor trabajo requerido en taller (lo que puede significar un costo más alto).
- Mayor cuidado requerido en la elaboración de los detalles de conexión para evitar errores en la fabricación y montaje.
- Mayor precisión requerida en la geometría, para evitar interferencias entre conectores en distintos planos.
- Mayor peso de la estructura, debido a los miembros de conexión y los conectores.
- Menor amortiguamiento.

2.4.3.2. Conexiones Soldadas

La soldadura es la forma más común de conexión del acero estructural y consiste en unir dos piezas de acero mediante la fusión superficial de las caras a unir en presencia de calor, con o sin aporte de material agregado.

2.4.3.2.1. Ventajas

- Las estructuras soldadas son estructuras más rígidas debido a una unión directa.
- La soldadura requiere menos trabajo y por lo tanto menos personal que la colocación de remaches o tornillos (un soldador puede reemplazar una cuadrilla de remachadores).
- Debido a la mayor resistencia del metal de aportación las conexiones soldadas permiten una gran resistencia a la fatiga.

- Las conexiones soldadas permiten ajustes de proyecto más fácilmente que en otro tipo de conexiones.
- Menor peso de los elementos ya que, por un lado se requieren menos platinas, atiesadores, entre otros; para realizar la conexión, ya que la unión por lo general es directa entre elementos; por otro lado, en miembros solicitados por tensión no hay reducción por los huecos practicados para pernos o remaches.
- Los costos de fabricación son en general menores, debido a que hay menor transporte de partes y menos operaciones, tales como punzado, rimado, taladrado, que se utiliza en conexiones apernadas.
- Las conexiones soldadas ocupan menos espacio, y desde el punto de vista estético permiten soluciones más limpias que las empernadas.
- Facilitan la conexión entre elementos de geométricas complicadas tales como tubos, vigas curvas.

2.4.3.2.2. Desventajas

- La aplicación de la soldadura requiere de controles de calidad mucho más estrictos que los requeridos en conexiones apernadas. La reparación de juntas soldadas con fallas es complicada.
- Los esfuerzos residuales, producto del enfriamiento de las uniones soldadas, modifican el comportamiento estructural de los elementos.
- El proceso de enfriamiento puede inducir deformaciones muy considerables en los elementos conectados mediante soldadura.
- Las conexiones soldadas en obra han demostrado problemas de calidad más frecuentes que las conexiones soldadas en taller. Cuando se requiera aplicar soldaduras en obra, estas deben diseñarse muy cuidadosamente para garantizar un fácil acceso al sitio de la junta y una posición cómoda del operario. Esto garantiza la correcta aplicación de la soldadura y un buen control de calidad.

2.4.3.3. Criterios

Se valorará teniendo en cuenta criterios determinantes como:

- a) Resistencia: depende de la rigidez de cada conexión y de su comportamiento bajo cargas características de una estructura metálica.

- b) Costo: moderado, el cual depende del tiempo que se demore la realización de una conexión u otra. Este también dependerá de la cantidad de personal que se emplee y los procesos para cada conexión.
- c) Peso: depende de la cantidad de elementos presentes en cada conexión.
- d) Tiempo: este criterio es dependiente de la cantidad de procesos que se requieren para realizar una conexión u otra.
- e) Facilidad de conexión: entre elementos de geometría compleja, como por ejemplo en tuberías.

| Resistencia > Peso > Costo = Tiempo > Facilidad | | | | | | | |
|---|-------------|------|-------|--------|-----------------------|------------|-------------|
| CRITERIO | Resistencia | Peso | Costo | Tiempo | Facilidad de conexión | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Resistencia | - | 1 | 1 | 1 | 1 | 5 | 0,33 |
| Peso | 0 | - | 1 | 1 | 1 | 4 | 0,27 |
| Costo | 0 | 0 | - | 0,5 | 1 | 2,5 | 0,17 |
| Tiempo | 0 | 0 | 0,5 | - | 1 | 2,5 | 0,17 |
| Facilidad de conexión | 0 | 0 | 0 | 0 | - | 1 | 0,07 |
| TOTAL | | | | | | 15 | 1 |

Tabla 2.17. Evaluación de los pesos específicos de las distintas soluciones para cada criterio

| Alternativa 1 > Alternativa 2 | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| RESISTENCIA | Alternativa 1 | Alternativa 2 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 1 | 2 | 0,67 |
| Alternativa 2 | 0 | - | 1 | 0,33 |
| TOTAL | | | 3 | 1 |

Tabla 2.18. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio resistencia

| Alternativa 1 > Alternativa 2 | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| SOLDABILIDAD | Alternativa 1 | Alternativa 2 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 1 | 2 | 0,67 |
| Alternativa 2 | 0 | - | 1 | 0,33 |
| TOTAL | | | 6 | 1 |

Tabla 2.19. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio peso

| Alternativa 1 > Alternativa 2 | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| SOLDABILIDAD | Alternativa 1 | Alternativa 2 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 1 | 2 | 0,67 |
| Alternativa 2 | 0 | - | 1 | 0,33 |
| TOTAL | | | 6 | 1 |

Tabla 2.20. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio costo

| Alternativa 1 > Alternativa 2 | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| COSTO | Alternativa 1 | Alternativa 2 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 1 | 2 | 0,67 |
| Alternativa 2 | 0 | - | 1 | 0,33 |
| TOTAL | | | 6 | 1 |

Tabla 2.21. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio tiempo

| Alternativa 1 > Alternativa 2 | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|------------|-------------|
| DISPONIBILIDAD | Alternativa 1 | Alternativa 2 | $\Sigma+1$ | PONDERACIÓN |
| Alternativa 1 | - | 1 | 2 | 0,67 |
| Alternativa 2 | 0 | - | 1 | 0,33 |
| TOTAL | | | 6 | 1 |

Tabla 2.22. Evaluación de las soluciones con respecto al criterio facilidad de conexión

| CONCLUSIÓN | Resistencia | Peso | Costo | Tiempo | Facilidad | Σ | PRIORIDAD |
|---------------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|-----------|
| Alternativa 1 | 0,67*0,33 | 0,67*0,27 | 0,67*0,17 | 0,67*0,17 | 0,67*0,07 | 0,6298 | 1 |
| Alternativa 2 | 0,33*0,33 | 0,33*0,27 | 0,33*0,17 | 0,33*0,17 | 0,33*0,07 | 0,3702 | 3 |

Tabla 2.23. Prioridades para cada solución

2.4.3.4. Conclusión de la tabla de evaluación

Según la Tabla 2.23 de prioridades, la Alternativa 1 es la conexión más adecuada ya que para el presente proyecto de titulación, presenta mayor rigidez, menos costo, menor peso y su tiempo de ejecución es menor al que se tendría con conexiones pernadas.

CAPÍTULO 3

3. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

3.1. ESTRUCTURACIÓN

En esta sección se establece las dimensiones generales de diseño partiendo de los planos arquitectónicos. Los planos arquitectónicos determinan dimensiones generales como son áreas por piso, ubicación de columnas, altura entre losas, acabados de piso, requerimientos sanitarios, de ventilación, eléctricos etc.

El edificio cuenta con subsuelo, planta baja, 3 plantas altas y una cabina en la terraza tal como se muestra esquemáticamente en la Figura 3.1.

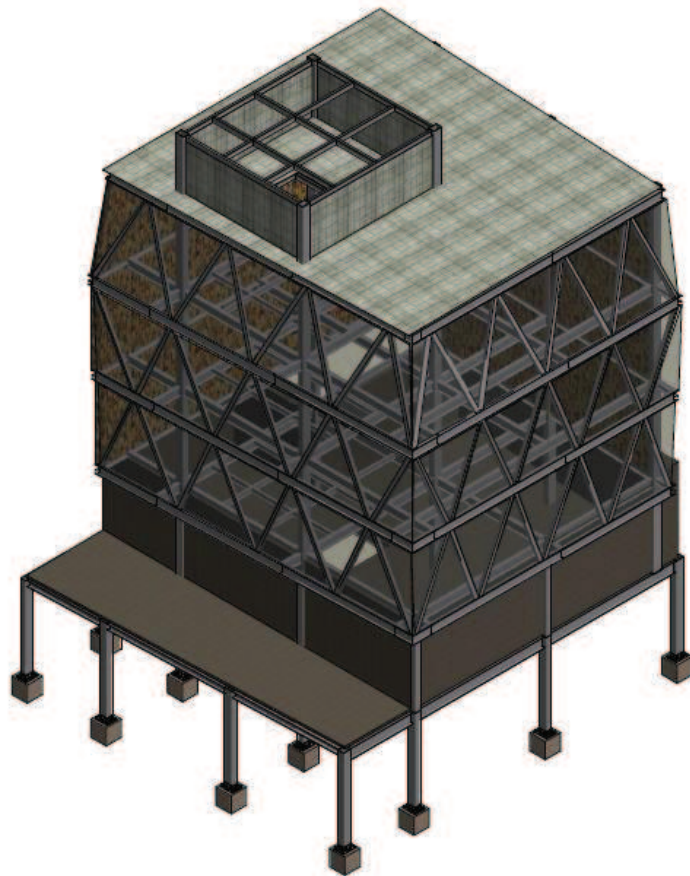


Figura 3.1. Vista esquemática del edificio “DIAMANTE PREMIUM CORP”

La altura total es de 20,5 metros. En la Tabla 3.1 se detalla los valores de área por cada nivel.

En la Figura 3.2 se muestra esquemáticamente una vista frontal arquitectónica donde se observa el requerimiento de una celosía estructural para el montaje de vidrios exteriores.

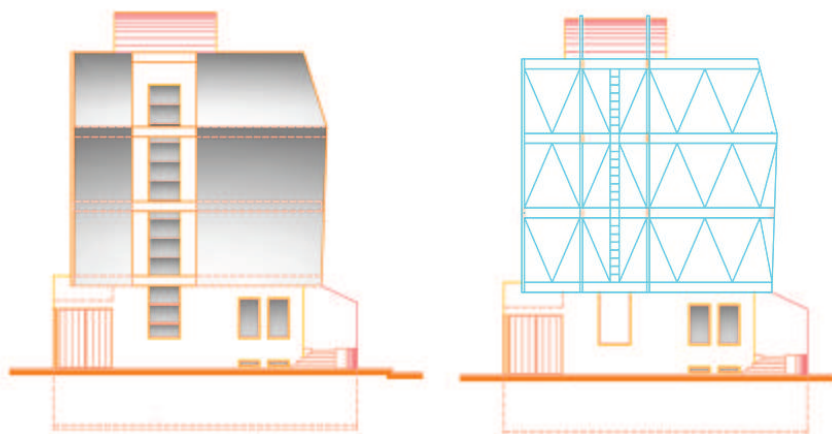


Figura 3.2. Vista frontal del edificio “DIAMANTE PREMIUM CORP”

3.1.1. CARACTERÍSTICAS DE LAS DIMENSIONES GENERALES DE DISEÑO

Partiendo de los requerimientos previamente mencionados se elabora la Tabla 3.1 con las dimensiones de área y altura de entrepiso.

| Piso | Área de construcción [m²] | Altura [m] |
|----------------------|---|-----------------------|
| Subsuelo | 224 | 3,43 |
| Planta Baja | 132 | 7,17 |
| Planta alta 1 | 136 | 10,91 |
| Planta alta 2 | 140 | 14,65 |
| Planta alta 3 | 120 | 18,39 |
| Terraza | 32 | 20,7 |
| TOTAL | 784 | 20,7 |

Tabla 3.1. Características dimensionales generales por piso

3.2. CARGAS DE DISEÑO

3.2.1. CÁLCULO DE CARGA MUERTA

3.2.1.1. Peso de la losa

El sistema estructural para elaboración de losas Steel Deck, se conforma por planchas de acero estructural galvanizado, las cuales después del proceso de preformado logran inercias considerables³³, permitiendo soportar las cargas durante el proceso de construcción. El sistema de losa está formado por panel deck, malla electro soldada, hormigón y conectores a cortante tal como se muestra en la figura 3.3.

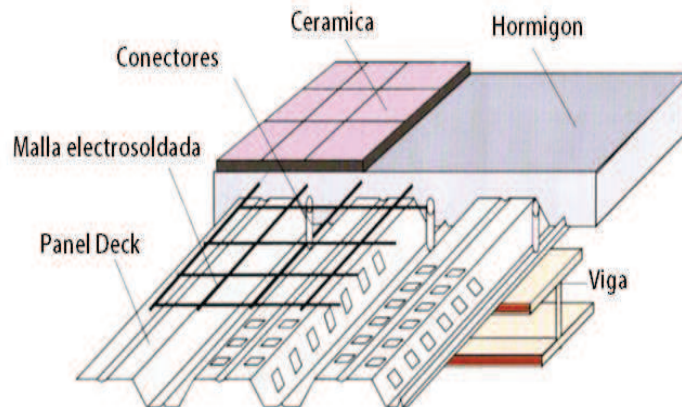


Figura 3.3. Elementos constitutivos de la losa

En los planos arquitectónicos se establece el sistema de losa deck con un espesor de 8 cm. Este tipo de sistema está normalizado por lo que se toma en cuenta las especificaciones técnicas del proveedor.

Según la tabla de ayuda para el diseño Kubilosa (ver Anexo 2), se establece el espesor del deck de 0,65 mm por ser el más liviano. En tabla de diseño Kubilosa se tienen los siguientes valores:

$e_k = 0,65\text{mm}$, espesor del deck

$P_k = 6,37 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$, peso por unidad de área del deck.

Para un espesor de losa de 8 cm se tiene un volumen de hormigón por unidad de área $V_h = 0,1 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$

³³ Sensico, Manual Técnico Placa Colaborarte Acero Deck pp3

Una densidad del hormigón de:

$$\rho_h = 2490 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

De donde el peso de la losa (P_l) es igual al peso del deck (P_k), más el peso del hormigón (P_h)

$$P_l = P_k + P_h$$

$$P_l = P_k + V_h * \rho_h$$

$$P_l = 6,37 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 0,1 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2490 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 254,22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

En el cálculo del peso muerto de la losa se toma en cuenta el cielo raso y las instalaciones sanitarias como son tubería y canales suspendidos.

Estos valores se seleccionan según la norma ASCE 7-05 en la tabla C3.1 y se muestran en la Tabla 3.2.

| Componente | Peso por unidad de área |
|--|--------------------------------|
| | $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ |
| Cielo raso | 48 |
| Tuberías y canales suspendidos | 20 |
| Baldosa de $\frac{3}{4}$ " con mortero | 20,5 |

Tabla 3.2. Componentes adicionales de losa

En el edificio se tienen diferentes tipos de losa según la ubicación y funcionalidad, la losa de la terraza y cabina no necesitan ser protegidas con baldosa, esta condición debe ser tomada en cuenta por lo que se calcula el peso según el nivel de piso tal como se muestra en la Tabla 3.3.

| Pisos | Losa $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ | Cielo raso $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ | Tuberías $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ | Baldosa $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ | Peso total $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ |
|---------------------------------------|--|--|--|---|--|
| Planta baja y Planta alta 1,2,3 | 254,22 | 48 | 20 | 20,5 | 342,7 |
| Terraza y Cabina | 254,22 | 48 | 20 | N/A | 322,2 |

Tabla 3.3. Peso total de losa según piso

3.2.1.2. Peso de las paredes

Las paredes interiores se forman por hileras de bloque alivianado de hormigón vibro comprimido de 10x20x40 cm con 1,0 cm de enlucido por cada lado tal como se muestra en la Figura 3.4.

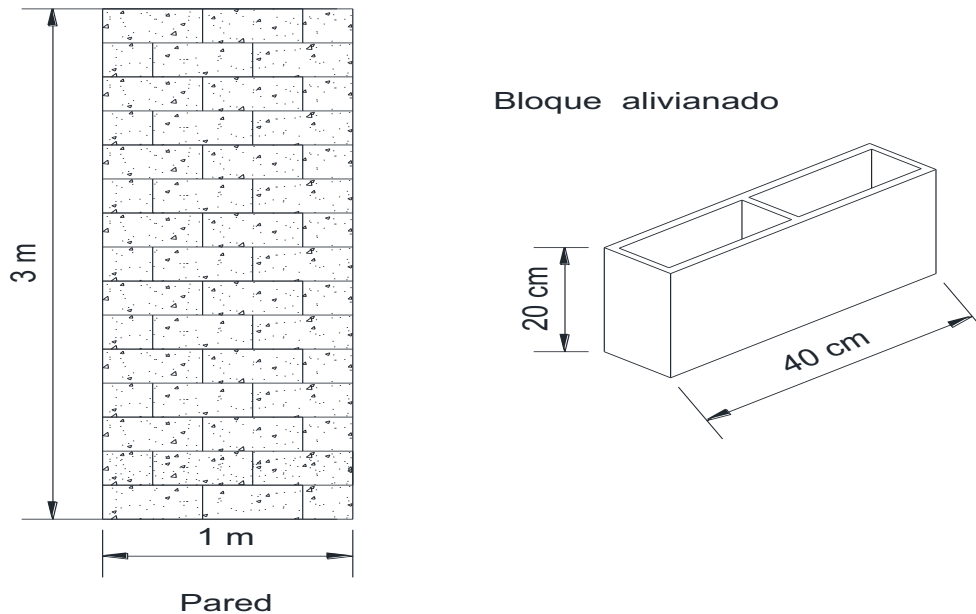


Figura 3.4. Esquema de un metro lineal de pared

La carga muerta lineal de pared se calcula teniendo en cuenta la altura de la pared y el espesor del enlucido requerido. De la Figura 3.4 se tiene que la altura de pared es de 3 metros donde se ocupan 35 bloques por metro lineal.

El peso de un bloque es de 9,2 kg según el Anexo 3 del catálogo Disensa, por lo tanto el peso de los bloques por metro lineal de pared es:

$$P_b = 9,2 * 35 = 322 \text{ kg/m}$$

Donde:

P_b es el peso de bloques por metro lineal.

El espesor del enlucido es de 1 cm en un área de 3 m^2 de pared por lado por lo tanto el volumen de enlucido es de $0,06 \text{ m}^2$

La densidad del enlucido es $1836 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$, entonces:

$$P_e = 1836 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 0,06 \text{ m}^2 = 110 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Donde P_e es el peso de enlucido por metro lineal de pared.

Por lo tanto el peso lineal de pared enlucida es:

$$P_p = P_b + P_e$$

$$P_p = 322 + 110 = 432 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Donde P_p es el peso de pared enlucida por metro lineal.

3.2.1.3. Peso de los vidrios

Los vidrios se calculan teniendo en cuenta que la altura será de 3,75 metros y el espesor de 10mm, la densidad del vidrio es 2200 kg/m^3 , por lo tanto:

Volumen de vidrio por metro lineal es: $0,0375\text{m}^2$

Peso del vidrio por metro lineal es $82,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Los vidrios y las columnas se encuentran sobre las vigas principales y perimetrales, tal como se muestra en la figura 3.5.

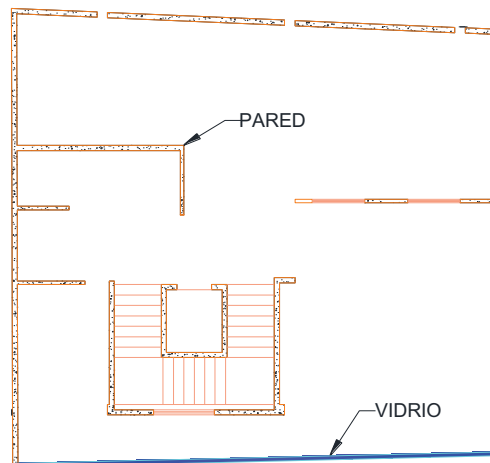


Figura 3.5. Ubicación de paredes y vidrios en la planta alta

La cantidad de metros lineales de paredes y vidrios se puede observar en la Tabla 3.4.

| Piso | Metros lineales de pared [m] | Metros lineales de vidrio [m] | Peso de pared [kg] | Peso de vidrio [kg] |
|-------------------|------------------------------|-------------------------------|--------------------|---------------------|
| Planta Baja | 82 | N/A | 35424 | N/A |
| Planta Alta 1,2,3 | 55 | 28 | 23760 | 2310 |
| Terraza | 18 | N/A | 7776 | N/A |

Tabla 3.4. Peso de paredes y vidrios por planta

De las Tablas 3.3 y 3.4 se puede obtener el peso total de carga muerta por nivel los resultados se muestra en la Tabla 3.5.

| Piso | Peso muerto [ton] |
|---------------|--------------------------|
| Planta Baja | 80,6 |
| Planta Alta 1 | 72,3 |
| Planta Alta 2 | 73,7 |
| Planta Alta 3 | 67,2 |
| Terraza | 46,5 |
| Cabina | 10,2 |
| TOTAL | 270 |

Tabla 3.5. Peso muerto por planta

3.2.2. CARGA VIVA

La norma NEC 2011, en la Tabla 1.2 del capítulo 1 proporciona una guía para la selección de la carga viva, para un edificio de oficinas. El valor aproximado es de $245 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$ y $102 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$ para la terraza.

3.2.3. EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS

La resistencia mínima de diseño deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en la norma NEC-11.

3.2.3.1. Zonas sísmicas y factor de zona Z

Para propósito de diseño utilizando la tabla de “Población ecuatoriana y valor Z” establecida en la norma NEC-11 (ver Anexo 4), se determina el factor de zona ubicando la ciudad de Guayaquil a la que corresponde un factor de zona Z de 0,4.

3.2.3.2. Perfil de suelo

El tipo de suelo de la zona de implantación del proyecto es arcilloso compacto, siendo este un perfil tipo D según el capítulo 2 del NEC-1134.

3.2.3.3. Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo

Con el factor de zona Z y el tipo de perfil de suelo, se obtiene los coeficientes de amplificación dinámica mostrados en la Tabla 3.6.

³⁴ NEC-11, capítulo 2, tabla 2.3 Clasificación de perfiles de Suelo, pp 36.

| Coefficientes de Amplificación Dinámica | | |
|--|----------------------|----------------------|
| F_a | F_d | F_s |
| 1.25 | 1.5 | 1.4 |

Tabla 3.6. Coeficientes de amplificación Dinámica.

Donde:

F_a es el coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca.

F_d es el coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca.

F_s considera el comportamiento no lineal de los suelos.

Nota: para mayor referencia, ver la sección 2.5.4.8 del NEC-11, Tablas 2.5, 2.6 y 2.7.

3.2.3.4. Coeficiente de importancia de la estructura

El coeficiente de importancia se define en la tabla 2.9 del NEC-11 capítulo 2, teniendo en cuenta que el uso de la estructura es para oficinas, al que corresponde un factor de importancia de 1.

3.2.3.5. Coeficientes de configuración estructural

El diseño de estructuras irregulares es penalizado por coeficientes de configuración estructural, tanto en planta como en elevación. Las tablas 2.12 y 2.13 del NEC-11, capítulo 2, describen los tipos de irregularidades de edificaciones y sus coeficientes de configuración, para este proyecto se tiene:

$$\phi P = 0,9 \text{ y } \phi E = 0,9$$

Donde:

La irregularidad penalizada en planta (ϕP), se debe a una discontinuidad de sistema de piso. Y la irregularidad penalizada en elevación (ϕE), se debe a una irregularidad geométrica.

3.2.3.6. Período de vibración

Para estructuras de edificación, el valor de período de vibración T, se determina de manera aproximada en el apartado 2.7.2.2 del NEC-11 mediante la expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha \tag{3.1}$$

Donde:

h_n es la altura del edificio en metros desde la base. Se establece esta altura desde la planta baja, debido a que el subsuelo se encuentra bajo el nivel de referencia.

$C_t = 0.073$, $\alpha = 0.075$ para estructuras de acero con arriostramiento. Estos valores se establecen en el apartado 2.7.2.2 del NEC-11 capítulo 2.

$$T = 0.073 * 17.27^{0.075}$$

$$T = 0.61$$

3.2.3.7. Determinación del espectro de diseño

Los límites para el período de vibración (T_O , T_C y T_L), se determina la sección 2.7.2.2 del NEC-11 mediante la expresión

$$T_O = 0.10 F_S \frac{F_d}{F_a}; \quad (3.2)$$

$$T_C = 0.55 F_S \frac{F_d}{F_a}; \quad (3.3)$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad (3.4)$$

Donde

$$T_O = 0.10 * 1.4 * \frac{1.5}{1.25}$$

$$T_O = 0.168$$

$$T_C = 0.55 * 1.4 * \frac{1.5}{1.25}$$

$$T_C = 0.924$$

$$T_L = 2.4 * 1.5$$

$$T_L = 3.6$$

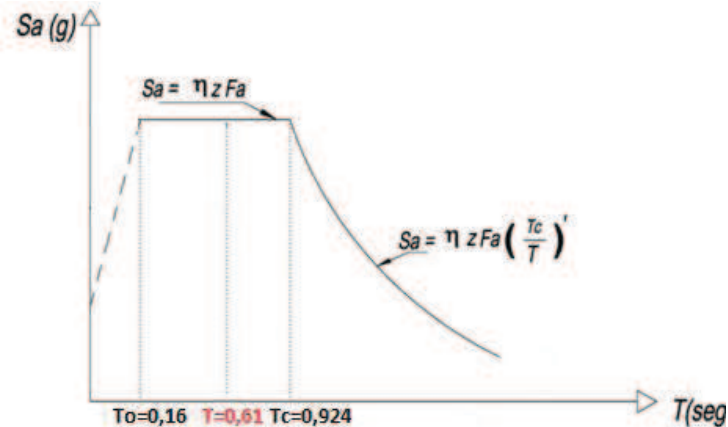


Figura 3.6. Espectro sísmico elástico de aceleraciones

Como se observa en la figura 3.6 $0 \leq T \leq T_C$, el espectro de respuesta elástica de aceleraciones obedece la ecuación 3.5:

$$S_a = \eta Z F_a \quad (3.5)$$

Donde:

$\eta = 1,8$ Según la sección 2.5.5 de la NEC-11 capítulo 2.

$$S_a = 1,8 * 0,4 * 1,25$$

$$S_a = 0,9$$

3.2.3.8. Cálculo del cortante basal de diseño

El cortante basal de diseño V , se determina según la siguiente expresión:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W \quad (3.6)$$

Donde:

R es el factor de reducción de resistencia sísmica, igual a 6 por ser pórtico de acero laminado en caliente, según la tabla 2.14 del NEC-11 capítulo 2.

W es la carga sísmica reactiva, que se define en la sección 2.7.1.1 del NEC-11 capítulo 2.

$$W = D + 0,25L$$

La carga muerta total de la edificación D es de 270 ton según la Tabla 3.5.

L es la carga total viva

A_T es el área total de la estructura a partir del nivel de referencia.

$$A_T = 560 \text{ m}^2$$

$$0,25 L = 0,25 * 560 \text{ m}^2 * 0,244 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 34,2 \text{ ton}$$

$$W = 270 + 34,2 = 304,2 \text{ ton}$$

$$V = \frac{1 * 0.9}{6 * 0.9 * 0.9} * 304,2 \text{ ton}$$

$$V = 56,33 \text{ ton}$$

3.2.3.9. Distribución vertical de fuerzas laterales

La distribución de fuerzas laterales según el capítulo 2 de la norma NEC-11 se determina según la ecuación 3.7, y los resultados se muestran en la Tabla 3.7.

$$F_x = \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} V \quad (3.7)$$

| Planta | Wi [ton] | hi [m] | Wi*hi [ton*m] | Fi [ton] |
|--------|-------------|-----------|------------------|-------------|
| T | 19,51 | 17,27 | 336,93 | 5,6 |
| P3 | 73,89 | 14,96 | 1105,39 | 18,66 |
| P2 | 85,34 | 11,22 | 957,58 | 16,21 |
| P1 | 83 | 7,48 | 620,84 | 10,4 |
| PB | 80,69 | 3,74 | 301,78 | 5,07 |
| SUB | 137,5 | 0 | 0 | 0 |

Tabla 3.7. Distribución de fuerzas laterales

3.2.4. CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO

La acción del viento se considera como una presión actuante sobre la fachada del edificio. Para efectos de determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se puede establecer una presión de cálculo P, cuyo valor se determinara en la sección 1.1.5 del Capítulo 1 de la norma NEC-11 tal como se muestra:

$$P = \frac{1}{2} \rho * v_b^2 * c_e * c_f \quad (3.8)$$

Donde,

P es la presión en Pa.

ρ es la densidad del aire en kg/m^3

v_b es la velocidad básica del viento en m/s

c_e es el coeficiente de entorno

c_f es el coeficiente de forma.

En general, para la densidad del aire se puede adoptar un valor de 1.25 Kg/m³.

La velocidad considerada según el código será de 21m/s (75 km/h).

El factor de exposición C_e , representa la variabilidad de la presión de la velocidad del viento en el sitio de la estructura debido a las condiciones topográficas del terreno. Se dividen en tres grados de exposición y la estructura del presente proyecto se encuentra dentro del grado B por su ubicación en zona con numerosas obstrucciones, donde la superficie del terreno prevalece en la dirección de barlovento, por lo que el valor C_e de exposición es de 0,62.

El coeficiente de forma C_f , es un factor de corrección que tiene en cuenta la situación del elemento dentro de la fachada que para este caso se encuentra dentro del tipo de construcción con superficies inclinadas a 15° o menos donde el factor C_f será de 0,5 en Barlovento y 0,6 en Sotavento.

Por lo tanto:

$$P_{\text{Barlovento}} = \frac{1}{2} * 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 21^2 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2} * 0,62 * 0,6 = 85,44 \text{ Pa}$$

$$P_{\text{Sotavento}} = \frac{1}{2} * 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 21^2 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2} * 0,62 * 0,5 = 102,53 \text{ Pa}$$

3.3. PREDIMENSIONAMIENTO

En esta sección se establece dimensionamiento tentativo, en base a los requerimientos de la Norma ecuatoriana de la construcción NEC-11 y la norma AISC LRFD 2005. Se pre-dimensiona un elemento teniendo en cuenta los requerimientos de resistencia y serviciabilidad.

3.3.1. REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA

Se analizará la resistencia a la flexión y resistencia al cortante. La resistencia a flexión casi siempre es más crítica que a cortante, por lo que usualmente se diseña a flexión y se revisa a cortante.³⁵

³⁵ Segui W, Diseño de Estructuras de Acero con LRFD, International Thomson Editores, 2da edición, 1999, pp 178.

3.3.1.1. Requerimientos de resistencia por momento para las vigas³⁶

A continuación se resume el procedimiento seguido para el cálculo de la resistencia nominal por momento de perfiles compactos I.

Se determina si el perfil es compacto. Se define a un perfil como compacto si se cumple los requisitos de ancho espesor según la tabla B5.1 del manual AISC LRFD, donde:

Para el patín:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{F_y} \quad (3.9)$$

Para el alma:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{F_y} \quad (3.10)$$

Donde

b_f es el ancho del patín (in)

t_f es el espesor del patín (in)

h es el peralte de la viga (in)

t_w es el espesor del alma (in)

F_y es el esfuerzo de fluencia del material (ksi)

Si el perfil es compacto, revise por pandeo lateral torsional como sigue:

Si $L_b \leq L_p$, no hay pandeo lateral torsional.

Si $L_p \leq L_b \leq L_r$, habrá pandeo lateral torsional inelástico, y

$$M_n = C_b M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} < M_p \quad (3.11)$$

Donde:

$$L_p = \frac{300r_y}{F_y} \quad (3.12)$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} \frac{E}{(0,7F_y)} \frac{J}{S_x * h_o} \sqrt{1 + \frac{6,76}{1 + 6,76} \frac{0,7F_y S_x * h_o}{E J}} \quad (3.13)$$

L_b Longitud no soportada de la viga (in)

³⁶ Segui W, Diseño de Estructuras de Acero con LRFD, International Thomson Editores, 2da edición, 1999, pp 178.

J constante de torsion (in⁴)

C_w es la constante de alabeo (in⁶)

h_o es la distancia de centroides entre patines (in)

3.3.2. REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA A CORTANTE PARA LAS VIGAS

La resistencia por cortante de una viga debe ser suficiente para satisfacer la relación:

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (3.14)$$

Donde:

V_u Es la fuerza cortante máxima basada en la combinación gobernante de cargas factorizadas

ϕ_v es el factor de resistencia por cortante 0,9

V_n es la resistencia nominal por cortante

Si

$$\frac{h}{t_w} < \frac{418}{F_y} \quad (3.15)$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w \quad (3.16)$$

Donde:

A_w es el área transversal del alma (in²)

3.3.3. REQUERIMIENTOS DE SERVICIABILIDAD

Se verificara la deflexión de los elementos así como la deriva de la estructura. Los valores permisibles máximos para la deflexión se encuentran en el capítulo L del manual LRFD y son:

$\frac{L}{360}$ para pisos sujetos a carga viva reducida

$\frac{L}{240}$ para miembros de techo

$\frac{L}{300}$ para voladizos

3.3.4. PROCEDIMIENTO DE PREDISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES

Cálculo del momento por carga factorizada M_u será la misma que la resistencia de diseño requerida $\phi_b M_n$, se recomienda tener en cuenta el peso propio de la viga, el cual hasta el momento es desconocido por lo que se supondrá un valor que posteriormente se verificará.

Se seleccionará un perfil que satisfaga el requisito de resistencia de diseño y se comparará el momento por carga factorizada.

Se revisará la resistencia por cortante y luego que la deflexión de la viga cumpla con los requerimientos establecidos.

En el presente proyecto existen diferentes tipos de vigas, que según su ubicación soportan distinta intensidad de carga, estas vigas son:

- Vigas Principales
- Vigas Perimetrales
- Vigas Voladizas
- Vigas Secundarias

Las vigas principales son las vigas que forman el pórtico principal de la estructura, tal como se nota en la Figura 3.7.

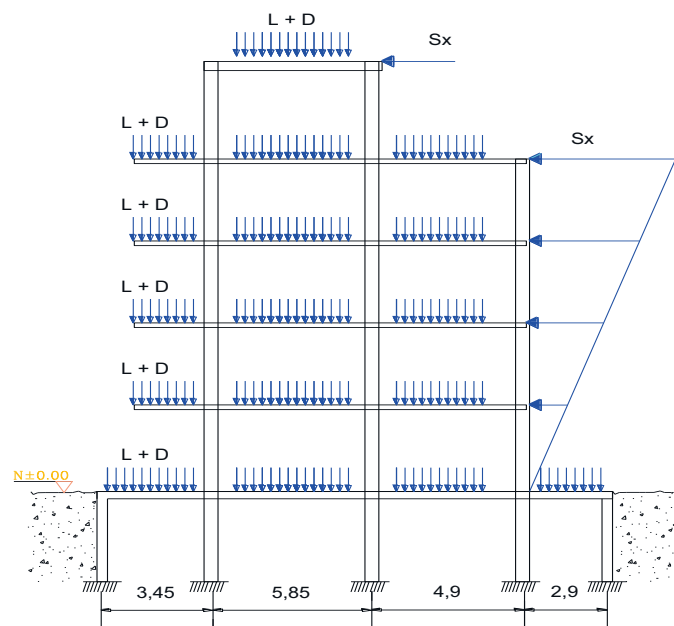


Figura 3.7. Configuración del pórtico tipo sometido a cargas de servicio y sismo

Para analizar la viga se toma las siguientes consideraciones:

Que la conexión viga columna es totalmente rígida.

Se analiza la viga que tiene mayor longitud no soportada o luz, en este caso 5,85 m según la figura 3.7.

Se establecerá una combinación de cargas para el estado límite de servicio sugerida según el manual NEC 11 Cap. 1 como $1,2D+1,6L$.

En la Figura 3.8 se puede observar un esquema ideal para el análisis de la viga.

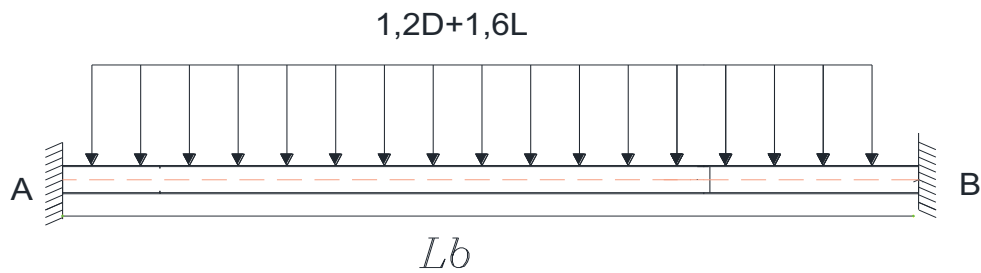


Figura 3.8. Esquema para el pre dimensionamiento de la viga

El momento por carga factorizada:

$$M_u = \phi_b M_n$$

El peso de la viga es parte de la carga muerta que al momento se desconoce, y que para motivos de cálculo, se supondrá un valor.

Se tiene los valores de carga muerta y viva por metro cuadrado

$$\text{Carga de piso} = \frac{342,7\text{kg}}{\text{m}^2} * \frac{9,8\text{m}}{\text{s}^2} = \frac{6\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{\text{kip}}{4,45\text{kN}} * \frac{1\text{m}^2}{3,28\text{ft}^2} = \frac{0,07\text{kip}}{\text{ft}^2}$$

$$\text{Carga de pared} = \frac{432\text{kg}}{\text{m}} * \frac{9,8\text{m}}{\text{s}^2} = \frac{4,3\text{kN}}{\text{m}} * \frac{\text{kip}}{4,45\text{kN}} * \frac{1\text{m}}{3,28\text{ft}} = \frac{0,3\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$\text{Carga viva} = \frac{244,89\text{Kg}}{\text{m}^2} * \frac{9,8\text{m}}{\text{s}^2} = \frac{2,4\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{\text{kip}}{4,45\text{kN}} * \frac{1\text{m}^2}{3,28\text{ft}^2} = \frac{0,05\text{kip}}{\text{ft}^2}$$

Se aplica la combinación de carga 1,2D+1,6L.

$$W_u = 1,2D + 1,6L$$

Se calcula la carga soportada por cada viga teniendo en cuenta el área donde actúa la carga tal como se muestra en la figura 3.9.

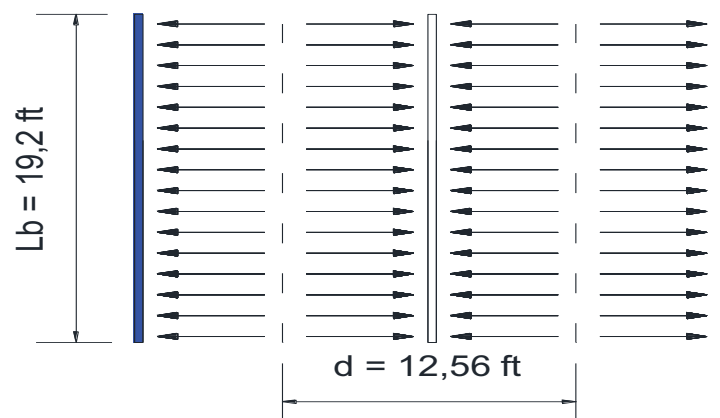


Figura 3.9. Esquema de distribución de peso por área tributaria

El peso del piso es:

$$\frac{0,07\text{kip}}{\text{ft}^2} * 12,5\text{ft} = 0,875 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Carga del peso de la pared es:

$$\frac{0,3\text{kip}}{\text{ft}}$$

Por lo tanto la carga muerta sobre la viga es 1,175 kip/ft

$D = \text{Carga muerta sobre la viga} + W_v$

Se supondrá un peso de la viga de $W_v = 0,1 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$

Donde:

d es la distancia neta de acción de carga: $d = 12,86 \text{ ft}$

W_v es el peso de la viga que se supondrá

$$D = 1,175 + 0,1 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} = 1,275 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$L = 12,8\text{ft} * \frac{0,05\text{kip}}{\text{ft}^2} = 0,64 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_u = 1,2D + 1,6L = 2,57 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{2,57 * 19,2^2}{12} = 79 \text{ kip} * \text{ft}$$

$$79\text{kip} * \text{ft} = \phi_b M_n$$

Suponiendo que el perfil es compacto:

$$M_n = M_p = Z_x * F_y$$

Donde

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$M_n = M_p = Z_x F_y$$

$$\phi_b Z_x F_y \geq M_u$$

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{79 \text{ kip} \cdot \text{ft}}{0,9 \cdot 36 \text{ ksi}} \cdot \frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}} = 30,1 \text{ in}^3$$

Se selecciona el perfil I IPE330, con un módulo de sección que satisface el requerimiento necesitado, con un módulo de sección $Z_x = 49 \text{ in}^3$ y un área de $9,7 \text{ in}^2$.

El peso de la viga seleccionada es mucho menor que el supuesto, por lo que la resistencia requerida deberá ser recalculada:

$$W_v = 549,10 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \frac{9,8 \text{ m}}{\text{s}} = 481,18 \text{ N} \cdot \frac{1 \text{ m}}{3,28 \text{ ft}} \cdot \frac{1 \text{ kips}}{4450 \text{ N}} = \frac{0,033 \text{ kips}}{\text{ft}}$$

$$D = \frac{1,175 \text{ kip}}{\text{ft}} + 0,033 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} = 1,21 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_u = 1,2 \cdot 1,21 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 1,6 \cdot 0,64 = 2,48 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$M_u = \frac{W_u \cdot l^2}{12} = \frac{2,48 \cdot 19,2^2}{12} = 76,18 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Según el Anexo 5 se tiene las siguientes propiedades para la viga IPE330 como se indica en la Tabla 3.8.

| VIGA IPE 330 | | | | | | | | | | | | |
|--------------|-------|-------|------|-------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------|-------|--------------------|-------|
| L_b | b_f | t_f | h | t_w | I_x | I_y | S_x | S_y | r_x | r_y | J | h_o |
| [ft] | [in] | [in] | [in] | [in] | [in ⁴] | [in ⁴] | [in ³] | [in ³] | [in] | [in] | [in ⁴] | [in] |
| 17,88 | 6,3 | 0,45 | 10,6 | 0,3 | 282,77 | 18,9 | 43,5 | 6 | 5,4 | 1,4 | 0,49 | 10,15 |

Tabla 3.8. Propiedades de la viga IPE 330

Donde C_w es la constante de alabeo y h_o es la distancia de centroides entre patines, expresada en in.

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} \text{ in}^6 \quad (3.17)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot C_w}{S_x} \text{ in}^2 \quad (3.18)$$

3.3.4.1. Revisión de la compacticidad del perfil

Según la tabla B4.1 del manual LRFD, las relaciones ancho espesor para los perfiles I deben satisfacer las siguientes relaciones para cumplir requisitos de compacticidad y evitar pandeo local.

Para el patín:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{F_y} \quad \text{[Ec. 3.9]}$$

Para el alma:

$\frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{F_y}$, todos los perfiles del manual AISC cumplen con este requerimiento, por

lo que solamente debe verificarse la compacticidad del patín.

$$\frac{6,3}{2 * 0,45} \leq \frac{65}{36}$$

$$7 \leq 10,8$$

∴ Cumple los requerimientos de compacticidad.

- Cálculo del coeficiente de flexión C_b :

$$C_b = 1,14$$

- Ubicación de la zona de pandeo

$$L_p = \frac{300r_y}{F_y} \quad \text{[Ec. 3.12]}$$

$$\frac{300 * 1,4}{36} = 70 \text{ in} = 5,83 \text{ ft}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} \frac{E}{(0,7F_y)} \frac{J}{S_x * h_o} \frac{1}{1 + \frac{0,7F_y S_x * h_o}{E J}} \quad \text{[Ec. 3.13]}$$

$$C_w = 741,4 \text{ in}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{18,9 * 741,4}{43,5} = 2,72$$

$$r_t = 1,64$$

$$L_r = 1,95 * 1,75 \frac{29000}{(0,7 * 36)} \frac{0,49}{43,5 * 10,15} \frac{1}{1 + \frac{0,7 * 36 * 43,5 * 10,15}{29000 * 0,49}}$$

$$L_r = 245,05 = 20,4 \text{ ft}$$

Por lo tanto:

$$L_p < L_b < L_r$$

Por lo tanto nos encontramos en la Zona 2 de pandeo inelástico torsional.

- Revisión del pandeo lateral torsional

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = C_b M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} < M_p \quad \text{[Ec. 3.11]}$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = 36 * 49 = 1764 \text{kip} - \text{in}$$

$$M_n = 1,14 * 1764 - (1764 - 0,7 * 36 * 43,5) \frac{19,2 - 5,83}{20,4 - 5,83} < 1764 \text{kip} - \text{in}$$

$$M_n = 1310 \text{kip} - \text{in} < 2240,6 \text{kip} - \text{in}$$

La resistencia nominal a la fluencia M_n será la resistencia de menor valor.

$$M_d = \phi_b M_n$$

$$M_d = 0,9 * 1310 \text{kip} - \text{in} * \frac{1 \text{ft}}{12 \text{in}} = 98,25 \text{kip} * \text{ft}$$

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{76,2}{98,25} = 0,77$$

Por lo tanto se tiene que $M_d > M_u$, determinándose así que el perfil cumple los requerimientos de diseño.

3.3.4.2. Revisión de resistencia por cortante

$$V_u = \frac{W_u * l}{2} = \frac{2,48 * 19,2}{2} = 23,8 \text{kips}$$

- Revisión de estabilidad del alma

$$\frac{h}{t_w} < \frac{418}{F_y} \quad \text{[Ec. 3.15]}$$

$$\frac{13,6}{0,31} < \frac{418}{36}$$

$$43,87 < 69,6$$

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w \quad \text{[Ec. 3.16]}$$

$$0,6 * 36 * 9,7 = 209,6 \text{kips}$$

$$V_d = \phi_v V_n = 0,9 * 209,6 = 188,6 \text{kips}$$

$$V_d > V_u$$

∴ Cumple con los requerimientos de diseño a cortante.

3.3.4.3. Deflexión

$$\Delta L_{\max} = \frac{l}{360} = \frac{19,2\text{ft}}{360} * \frac{12\text{in}}{1\text{ft}} = 0,64 \text{ in}$$

Donde la deflexión máxima es: $\Delta L = \frac{Wu l^4}{384EI_x}$

$$\Delta L = \frac{\frac{2,98}{12} * (19,5 * 12)^4}{384 * 29000 * 390,88} = 0,17$$

Donde:

$$\Delta L < \Delta L_{\max}$$

Por lo tanto cumple con los requerimientos de deflexión.

Nota: El resto de vigas se analiza siguiendo la misma metodología que el ejemplo de cálculo.

3.3.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PERIMETRALES

Estas vigas se caracterizan por tener una máxima longitud soportada de 19,2 ft

Se tiene los valores de carga muerta y viva por metro cuadrado

$$\text{Carga de piso} = \frac{0,07\text{kip}}{\text{ft}^2}$$

$$\text{Carga de pared} = \frac{0,3\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$\text{Carga viva} = \frac{0,05\text{kip}}{\text{ft}^2}$$

Se aplica la combinación de carga para una longitud con una distancia de acción de carga de 6,45 ft.

$$W_u = 1,2D + 1,6L$$

$$D \text{ por metro lineal} = \frac{0,07\text{kip}}{\text{ft}^2} * 6,45\text{ft} + \frac{0,3\text{kip}}{\text{ft}} = 0,75 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$L \text{ por metro lineal} = \frac{0,05\text{kip}}{\text{ft}^2} * 6,45\text{ft} = 0,322 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_u = 1,2 * 0,75 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 1,6 * 0,322 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} = 1,41 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Se analiza obteniéndose resultados satisfactorios para una viga IPE 240

Las propiedades de la viga IPE 240 se muestran en la Tabla 3.9

| VIGA IPE 240 | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|---------------|---------------------------|---------------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------|
| I_x [in ⁴] | I_y [in ⁴] | S_x [in ³] | S_y [in ³] | r_x [in] | r_y [in] | J [in ⁴] | h_o [in] | Z_x [in ³] | A [in ²] | C_w [in ⁶] | r_{ts} [in] |
| 93,5 | 6,8 | 19,8 | 2,8 | 3,9 | 1,06 | 0,31 | 9 | 22,93 | 6,06 | 137,7 | 1,24 |

Tabla 3.9. Propiedades de la Viga IPE 240

3.3.5.1. Verificación de requerimientos de diseño y serviciabilidad de las vigas perimetrales

Aplicando la metodología anteriormente descrita para las vigas principales se comprueba la resistencia del perfil seleccionado ante requerimientos de diseño y de servicio, tal como se muestra en las Tablas 3.11 y 3.12

| W_u [kip/ft] | C_b | M_u [kip-ft] | M_p [kip-ft] | L_b [ft] | L_p [ft] | L_r [ft] | M_n [kip-ft] | RESULTADO |
|-------------------|-------|-------------------|-------------------|---------------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|
| 1,4 | 1,14 | 43,32 | 806,04 | 19,2 | 4,42 | 20,05 | 509,24 | RESISTE A MOMENTO |

Tabla 3.10. Resultados de diseño y servicio de vigas perimetrales

| V_u [kips] | V_d [kips] | RESULTADO | ΔI_{max} [in] | ΔI [in] | RESULTADO |
|-----------------|-----------------|--------------------|--------------------------|--------------------|--------------------|
| 13,536 | 117,8064 | RESISTE A CORTANTE | 0,64 | 0,046 | CUMPLE A DEFLEXIÓN |

Tabla 3.11. Resultados de diseño y servicio de las vigas perimetrales

3.3.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN VOLADIZO

Estas vigas se caracterizan por tener una máxima longitud soportada de 19,2 ft y una carga factorizada $W_u = 1,41 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$

Las propiedades de la seleccionada para el prediseño de las vigas en voladizo son perfiles IPE 240 se muestran en la Tabla 3.13.

| VIGA IPE 300 | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|---------------|---------------------------|---------------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------|
| I_x [in ⁴] | I_y [in ⁴] | S_x [in ³] | S_y [in ³] | r_x [in] | r_y [in] | J [in ⁴] | h_o [in] | Z_x [in ³] | A [in ²] | C_w [in ⁶] | r_{ts} [in] |
| 92,7 | 14,5 | 34 | 4,9 | 4,9 | 1,31 | 0,37 | 11,38 | 38,3 | 8,33 | 469,7 | 1,55 |

Tabla 3.12. Propiedades de la viga IPE 300

3.3.6.1. Verificación de requerimientos de diseño y servicio para las vigas en voladizo

Aplicando la metodología anteriormente descrita para las vigas principales se comprueba la resistencia del perfil seleccionado ante requerimientos de diseño y de servicio, tal como se muestra en las Tablas 3.13 y 3.14

| W_u [kip/ft] | C_b | M_u [kip-ft] | M_p [kip-ft] | L_b [ft] | L_p [ft] | L_r [ft] | M_n [kip-ft] | RESULTADO |
|-------------------|-------|-------------------|-------------------|---------------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|
| 1,4 | 1 | 46,64 | 1378,8 | 19,5 | 5,46 | 17,27 | 758,22 | RESISTE A MOMENTO |

Tabla 3.13. Resultados de diseño y servicio de las vigas Voladizo

| V_u [kips] | V_d [kips] | RESULTADO | ΔI_{max} [in] | ΔI [in] | RESULTADO |
|-----------------|-----------------|--------------------|--------------------------|--------------------|--------------------|
| 14,1375 | 161,935 2 | RESISTE A CORTANTE | 0,65 | 0,051 | CUMPLE A DEFLEXIÓN |

Tabla 3.14. Resultados de diseño y servicio de las vigas Voladizo

3.3.7. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

Estas vigas se diseñan para soportar las escaleras, por lo tanto la carga viva cambia según la norma NEC-11 para escaleras fijas la carga viva tiene el valor de 4,8 kN/m²

$$\frac{4,8 \text{ kN}}{\text{m}^2} * \frac{\text{kip}}{4,45 \text{ kN}} * \frac{1\text{m}^2}{3,28\text{ft}^2} = \frac{0,1 \text{ Kip}}{\text{ft}^2}$$

Estas vigas se caracterizan por tener una longitud $L_b = 8,6 \text{ ft}$

El área tributaria actúa con una distancia de 7,5 ft, por lo tanto

La carga muerta se considera la misma

$$D \text{ por metro lineal} = \frac{0,07\text{kip}}{\text{ft}^2} * 7,5\text{ft} + \frac{0,3\text{kip}}{\text{ft}} = 0,825 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$L = \frac{0,1 \text{ Kip}}{\text{ft}^2} * 7,5\text{ft} = 0,75 \frac{\text{Kip}}{\text{ft}}$$

$$W_u = 1,2 * 0,825 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 1,6 * 0,75 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} = 2,19 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Se analiza obteniéndose resultados satisfactorios para una viga IPE 200, las propiedades utilizadas de este perfil se pueden ver en la Tabla 3.15.

| VIGA IPE 200 | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|---------------|---------------------------|---------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|------------------|
| I_x [in ⁴] | I_y [in ⁴] | S_x [in ³] | S_y [in ³] | r_x [in] | r_y [in] | J [in ⁴] | h_o [in] | Zx [in ³] | A [in ²] | Cw [in ⁶] | r_{ts} [in] |
| 46,6 | 3,41 | 11,8 | 1,73 | 3,24 | 0,87 | 0,12 | 7,5 | 13,42 | 4,41 | 47,95 | 1,04 |

Tabla 3.15. Propiedades de la viga IPE 200

3.3.7.1. Verificación de requerimientos de diseño

Las vigas secundarias se comprueban ante requerimientos de diseño y de servicio, tal como se muestra en las Tabla 3.16 y 3.17.

| W_u [kip/ft] | C_b | M_u [kip-ft] | M_p [kip-ft] | L_b [ft] | L_p [ft] | L_r [ft] | M_n [kip-ft] | RESULTADO |
|-------------------|-------|-------------------|-------------------|---------------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|
| 2,316 | 1,14 | 13,50 | 483,12 | 8,6 | 3,63 | 13,04 | 438,86 | RESISTE A MOMENTO |

Tabla 3.16. Resultados de diseño y servicio de las vigas Secundarias

| V_u [kips] | V_d [kips] | RESULTADO | Δ_{\max} [in] | ΔI [in] | RESULTADO |
|-----------------|-----------------|--------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|
| 6,235 | 85,7304 | RESISTE A CORTANTE | 0,56 | 0,019 | CUMPLE A DEFLEXIÓN |

Tabla 3.17. Resultados de diseño y servicio de las vigas Secundarias

3.3.8. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

3.3.8.1. Requerimientos de diseño

Se pre-dimensiona un elemento teniendo en cuenta los requerimientos de resistencia y serviciabilidad.

Requerimientos de resistencia

$$P_u = \phi_c P_n = \phi_c$$

Donde:

P_u es la suma de las cargas factorizadas

P_n es la resistencia nominal por compresión $= A_g F_{cr}$

F_{cr} es el esfuerzo crítico de pandeo

A_g es el área de sección de la columna

ϕ_c es la resistencia a la compresión 0,85

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} F_y \quad (3.19)$$

Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (3.20)$$

Donde:

F_e = tensión crítica de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.21)$$

3.3.8.2. Requerimientos de esbeltez

Los valores límites de la relación ancho-espesor están dados en la Tabla B 4.1 del manual de AISC para evitar pandeo local, para columnas cuadradas la relación de esbeltez se define como:

$$\lambda_p = \frac{h}{t} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.22)$$

3.3.8.3. Requerimientos ante esfuerzos de flexión y compresión

La interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros deben satisfacer:

Si

$$\frac{Pr}{P_c} \geq 0,2$$

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1 \quad (3.23)$$

Si

$$\frac{Pr}{P_c} < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{Mr_x}{M_{cx}} + \frac{Mr_y}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.24)$$

Donde

P_r es la resistencia de compresión axial requerida.

$P_c = \phi_c P_n$ es la resistencia de compresión axial de diseño.

M_r es la resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga.

$M_c = \phi_b M_n$ es la resistencia de flexión de diseño.

ϕ_c es el factor de resistencia en compresión y es igual a 0.90

ϕ_b es el factor de resistencia en flexión y es igual a 0.90

3.3.8.4. Método de la carga axial equivalente

El diseño de vigas-columnas puede realizarse utilizando el método de la carga axial equivalente o de la carga efectiva. En este método, la carga axial (P_u) y el momento flexionante (M_{ux} y/o M_{uy}) se reemplaza por una carga ficticia P_{ueq} equivalente a la carga axial real de diseño, más el momento de diseño.

Por medio de ecuaciones se convierte el momento flexionante en una carga axial equivalente P'_u que se suma a la carga axial de diseño. El total de $P_u + P'_u$ es la carga axial equivalente o efectiva P_{ueq}

$$P_{ueq} = P_u + m * M_{ux} + mu * M_{uy} \quad (3.25)$$

De donde se toma el valor m de la Tabla 3.18.

Para aplicar esta expresión se toma como primera aproximación $u = 2$, donde M debe estar en Kip-ft.

| Valores de "m" | | | | | | | |
|----------------------|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Fy | 36 Ksi | | | | | | |
| KL (Pie) | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | ≥22 |
| Primera aproximación | | | | | | | |
| Todas las formas | 2 | 1.9 | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.3 |

Tabla 3.18. Factores de diseño preliminar de vigas columnas³⁷

³⁷ McCormac J, 2002, "Estructuras de acero, método LRFD", 2da Edición, Editorial Alfaomega, México, Tabla 11.2, pp 339.

3.3.8.5. Procedimiento de predimensionamiento de columnas

Los valores de carga muerta y viva, se calcularon anteriormente para las vigas principales.

El valor crítico de la combinación de carga se puede observar en la Figura 3.10.

$$W_u = 1,2 D + 1,6L$$

$$W_u = 1,2 * 1,25 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 1,6 * 0,65 = 2,54 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

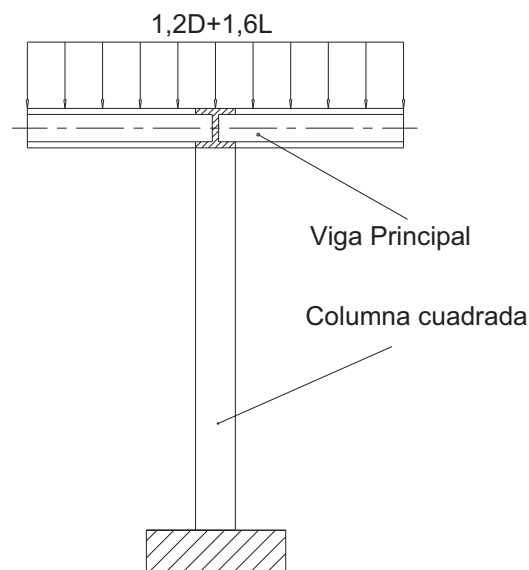


Figura 3.10. Esquema de carga distribuida correspondiente para una columna

3.3.8.5.1. Cálculo de la carga soportada por la columna

La columna soporta un peso en función del área tributaria actuante como se puede ver en la figura 3.11, donde el peso que soporta la columna se calcula tomando en cuenta a los niveles superiores.

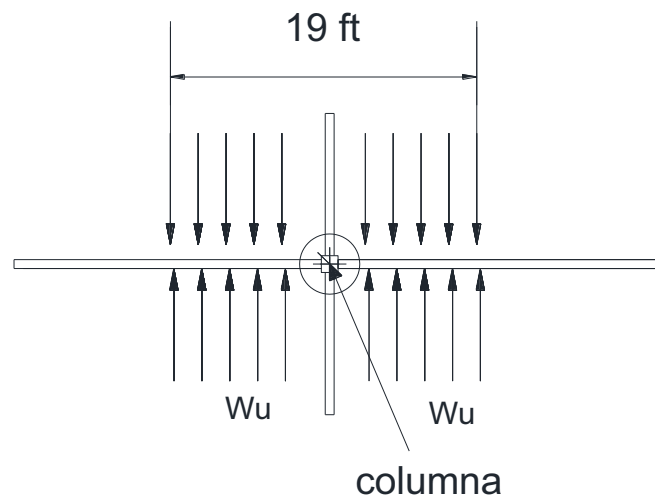


Figura 3.11. Distribución del área tributaria para columnas.

$$P_u = L * W_u \quad (3.26)$$

$$P_u = 19,2\text{ft} * 2,54 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} = 48,8 \text{ kip}$$

La estructura cuenta con cinco niveles, por lo tanto la carga soportante debe ser 5 veces la carga de un nivel

$$P_u = 48,8 \text{ kip} * 5$$

$$P_u = 244$$

$$P_u = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

Donde

$$A_g = P_u / \phi_c F_{cr}$$

Se puede suponer el valor $\phi_c F_{cr}$ como un valor entre $0,55F_y$ y $0,85F_y$ para una columna esbelta³⁸

El material de construcción es el acero ASTM A36 y siendo conservadores se asumirá un valor de $\phi_c = 0,65$

$$\phi_c F_{cr} = 0,65 F_y = 0,6 * 36 = 21,6 \text{ Ksi}$$

Por lo tanto:

$$A_g = \frac{244}{21,6} = 11,3 \text{ in}^2$$

³⁸ Vinnakota S, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1ra Edición, Editorial Mc Graw Hill, pp 434

Se asume una sección cuadrada HSS 12x12x5/16, la cual tiene las siguientes Propiedades³⁹:

| HSS 12x12x5/16 | | |
|-------------------------|-----------------------------------|---------------------|
| A [in ²] | $I_x = I_y$ [in ⁴] | $r_x = r_y$ [in] |
| 13,4 | 304 | 4,76 |

Tabla 3.19. Propiedades de la sección cuadrada HSS 12X12X5/16

3.3.8.5.2. Revisión de la estabilidad global

El factor de pandeo por flexión F_{cr} depende del factor de longitud efectiva K, debiendo calcular los factores de rigidez GA y GB:

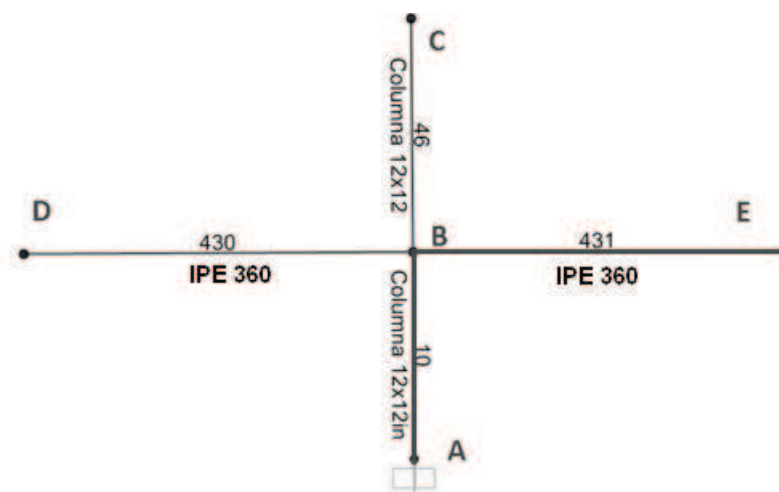


Figura 3.12. Configuración de vigas-columnas

De la gráfica anterior se tiene las siguientes dimensiones, donde L es la longitud del elemento en pulgadas y I la inercia en in⁴.

| Miembro | Perfil | I_x [in ⁴] | L [in] | I/L [in ³] |
|---------|---------|--------------------------|--------|--------------------------|
| AB | Columna | 324 | 135,04 | 2,4 |
| BC | Columna | 324 | 147,2 | 2,2 |
| DB | IPE330 | 390,8 | 240,84 | 1,62 |
| BE | IPE330 | 390,8 | 231,3 | 1,69 |

Tabla 3.20. Especificaciones de configuración Viga – Columna

³⁹ Steel Tube Institute of North America, "HSS LRFD COLUMN LOAD TABLES", Pp 6, (Disponible en Web: http://www.steeltubeinstitute.org/pdf/brochures/column_load_brochure.pdf)

Teniendo en cuenta que la columna se encuentra empotrada en A, se tiene que el factor de rigidez G_A es de 1 y se debe considerar su rigidez $\frac{I_g}{L_g}$, la cual debe multiplicarse por el factor dado en la Tabla 3.21, dependiendo de la condición del extremo alejado del miembro.

| Factores para miembros unidos rígidamente | | |
|---|--------------------------------|-----------------------------------|
| Condición de extremo | Ladeo impedido Multiplique por | Ladeo no impedido Multiplique por |
| Articulación | 1.5 | 0.5 |
| Empotramiento | 2.0 | 0.67 |

Tabla 3.21. Factores para miembros unidos rígidamente⁴⁰

Calculando el factor G_B se tiene:

$$G_B = \frac{\frac{I_c}{L_c}}{\frac{I_g}{L_g}} = \frac{2,4 + 2,2}{0,67(1,62 + 1,69)} = 2,07$$

Ubicando los resultados en el normograma de la Figura 3.13, se tiene un factor k de 1,45.

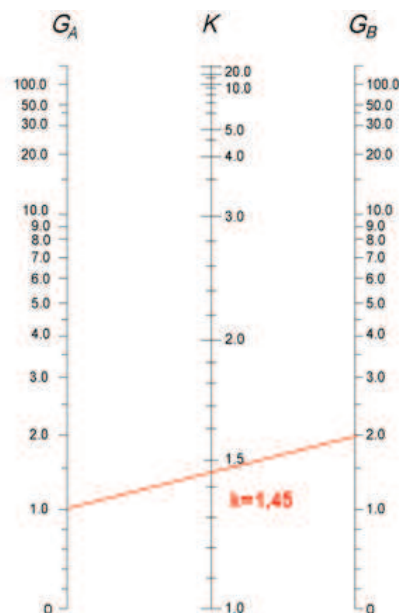


Figura 3.13. Nomograma para ladeo NO impedido

⁴⁰ McCormac J, 2002, "Estructuras de acero, método LRFD", 2da Edición, Editorial Alfaomega, México, pp 192

- Revisión a Pandeo por Flexión.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1,45 \times 135}{4,76} = 41,12$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$41,12 \leq 4,71 \sqrt{\frac{29000}{36}}$$

$$41,12 \leq 133,68$$

- Por lo tanto es aplicable

$$F_{cr} = 0,658 \sqrt{F_y} F_y \quad [\text{Ec. 3.19}]$$

$$F_e = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad [\text{Ec. 3.21}]$$

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(41,12)^2} = 169,27 \text{ Ksi}$$

$$F_{cr} = 0,658 \sqrt{169,27} \cdot 36$$

$$F_{cr} = 32,93 \text{ Ksi}$$

Como P_u de 244 Kips.

$$A_g \geq \frac{P_u}{F_{cr}} = \frac{244}{32,93} = 7,6 \text{ in}^2$$

Como:

$$A_g = 13,4 \text{ in}^2 \geq 7,6 \text{ in}^2$$

Si cumple con los requerimientos.

$$P_d = \phi_c F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 32,9 \times 13,4 = 396,77 \text{ Kips}$$

$$P_d > P_u$$

$$396,77 \text{ Kips} > 244 \text{ Kips}$$

3.3.8.5.3. Revisión de las secciones según pandeo local

Para que una sección califique como compacta, la razón ancho-espesor de sus miembros comprimidos no debe exceder la razón límite ancho-espesor λ_p .

$$\lambda_p = \frac{h}{t} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad [\text{Ec. 3.22}]$$

$$\frac{12}{0,315} \leq 2,24 \frac{29000}{36}$$

$$38,4 \leq 2,42 \frac{29000}{36}$$

$$38,4 \leq 68,68$$

El perfil no presentará inestabilidad local.

3.4. ANÁLISIS DEL PÓRTICO PRINCIPAL

Para verificar que las vigas y columnas principales seleccionadas cumplen con los requerimientos de diseño se simula un pórtico utilizando los perfiles seleccionados y las cargas previamente calculadas.

Se idealiza el pórtico para su análisis, se considera:

1. Que las columnas se encuentran empotradas a la cimentación.
2. Un análisis bidimensional del pórtico.
3. Las cargas muerta, viva y el sismo actúan según las combinaciones de la norma LRFD, tal como se muestra en la Tabla 3.22

| Combinación crítica | Cargas |
|-------------------------|--------------|
| Durante la construcción | 1,4 D |
| Carga crítica viva | 1,2D + 1,6 L |
| Carga crítica por sismo | 1,2D + E + L |

Tabla 3.22. Combinaciones de carga analizadas para el pórtico

Debido a que existe una transferencia de tensiones entre el suelo y el muro del subsuelo de la estructura, este fenómeno puede modelarse asumiendo que el suelo se comporta como un resorte que trabaja a compresión, la constante elástica del suelo o “Módulo de reacción” varía en función del tipo de suelo, el módulo de reacción k se encuentra entre 4 a 8 kg/cm² para el caso de arcillas⁴¹. Se escoge el menor valor, debido a que el comportamiento horizontal del módulo de reacción es menor que el comportamiento vertical de dicho modulo.

⁴¹ Jiménez Salas, “Geotecnia y Cimientos III”, Primera parte, 2010

El estima la carga de sismo que soporta cada pórtico, en funci3n de la distribuci3n de planta y la rigidez de la estructura.

En la figura 3.14 se puede observar un esquema de la simulaci3n del pórtico principal.

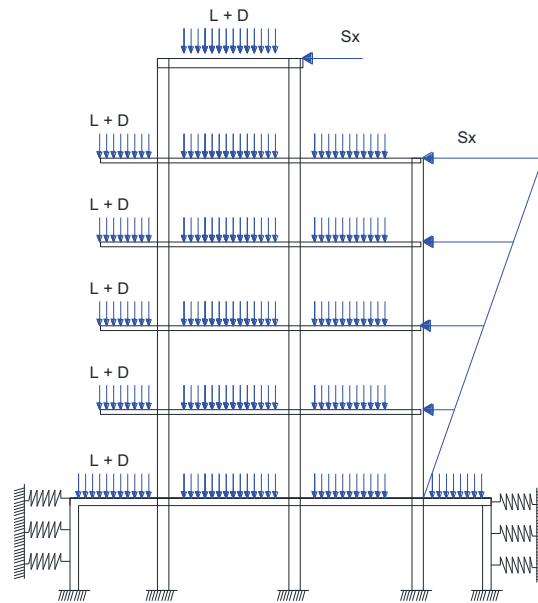


Figura 3.14. Idealizaci3n del pórtico principal

3.4.1. CARGAS PARA LA SIMULACI3N DEL PÓRTICO

3.4.1.1. Carga muerta y de servicio

El peso propio se calcula automáticamente, segun el análisis de cargas para las vigas principales, se tiene:

$$\text{Carga viva} = \frac{0,05 \text{ kip}}{\text{ft}^2}$$

$$\text{Carga muerta por el piso} = 0,875 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$\text{Carga de pared} = \frac{0,3 \text{ kip}}{\text{ft}}$$

3.4.1.2. Cargas debidas al efecto sísmico

Las cargas debidas al efecto sísmico que soporta cada pórtico dependen de la distribuci3n de planta y la rigidez de la estructura, estos valores se estiman tal como se muestra en la figura 3.15.

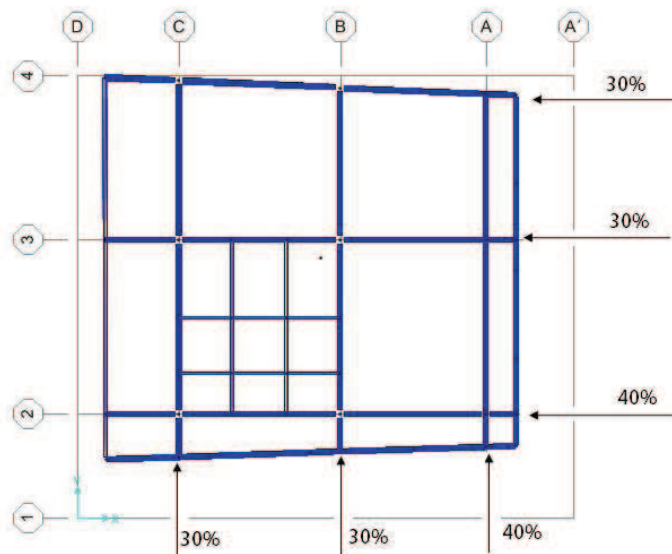


Figura 3.15. Distribución de cargas sísmicas

Las cargas actuantes máximas para un pórtico debido al sismo son el 40% de la carga actuante en cada nivel, tal como se muestra en la Tabla 3.23.

| Planta | F [ton] | 40% F Portico [ton] |
|--------|---------|---------------------|
| T | 5,6 | 2,2 |
| P3 | 18,66 | 7,4 |
| P2 | 16,21 | 6,5 |
| P1 | 10,4 | 4,1 |
| PB | 5,07 | 2,0 |
| SUB | 0 | 0 |

Tabla 3.23. Cargas de sismo actuantes en el pórtico

3.4.1.3. Módulo de reacción

Para suelos arcillosos⁴² el efecto de aplicar una carga instantánea cumple la relación:

$$k = 1,5 \frac{E}{B} \quad (3.27)$$

Donde:

E es el módulo de tensión elástico del suelo ⁴³ 8000 kN/m²

B es longitud de aplicación de carga en este caso 4,5 metros.

⁴² Jiménez Salas, "Geotecnia y Cimientos III", Primera parte, 2010

⁴³ Tomas Cabrera, "Parámetros Elásticos Tradicionales", 2008

$$k = 1,5 \frac{8000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{4,5 \text{ m}} = 2666,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$2666,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * \frac{1 \text{Tonf}}{9,8 \text{kN}} = 267,62 \frac{\text{Tonf}}{\text{m}}$$

3.4.2. TIPO DE PERFILES Y MATERIAL

Se define el material acero ASTM A36 como material base y los tipos de elementos estructurales como las vigas IPE 330 y las columnas HSS 12x12x5/16. La figura 3.16 muestra esquemáticamente el modelo del pórtico simulado.

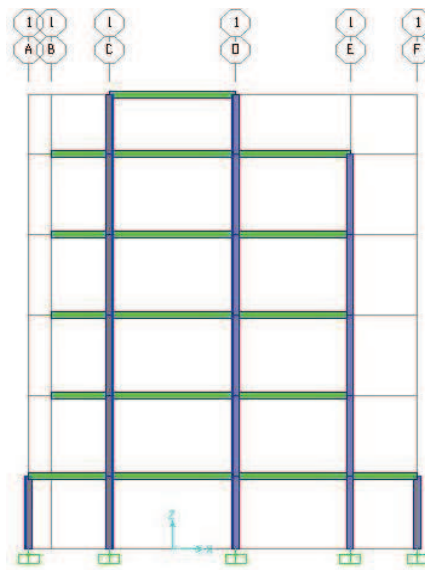


Figura 3.16. Modelación del pórtico Principal en SAP 2000

Se definen las combinaciones de cargas anteriormente explicadas.

Se define el tipo de análisis como un análisis planar.

Se define el tipo de análisis según el método utilizado LRFD.

3.4.3. RESULTADOS

Según el análisis de la estructura se tiene valores de relación demanda/capacidad llamados índices de carga, Los cuales se encuentran indicados en la Tabla 3.24, estas demanda de carga dependen de las combinaciones de carga, debido a que el análisis depende de la “Envolvente de carga” que evalúa los elementos estructurales en los estados críticos de carga para cada combinación. Los índices de carga permitidos deben ser menores o iguales a la unidad.

| Elemento | Resisten | Fallan | Índice de carga menor | Índice de carga mayor | Tipo Falla |
|----------|----------|--------|-----------------------|-----------------------|------------|
|----------|----------|--------|-----------------------|-----------------------|------------|

| | | | | | |
|--------------|----|---|-----|------|--|
| IPE330 | 17 | 0 | 0,4 | 0,8 | N/A |
| TS12X12X5/16 | 15 | 3 | 0,7 | 1,14 | A compresión durante el sismo |

Tabla 3.24. Índices de carga

De los resultados obtenidos se debe tener en cuenta que 3 de las 15 columnas fallan por lo tanto se debe dimensionar columnas para soportar los estados de carga simulados.

3.4.4. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO.

Para evitar desplazamientos excesivos, la Norma Ecuatoriana de la construcción establece el valor límite de la deriva entre pisos ΔM de 0,02 veces la altura de piso como máxima, los valores permisibles se encuentran en la Tabla 3.25.

| Piso | ΔM_{\max} admisible [mm] | Δ Obtenido [mm] |
|---------------|----------------------------------|------------------------|
| Planta baja | 68 | 12 |
| Planta alta 1 | 75 | 30 |
| Planta alta 2 | 75 | 30 |
| Planta alta 3 | 75 | 24 |
| Terraza | 47 | 13 |

Tabla 3.25. Control de la deriva de piso

Las reacciones y deformaciones se pueden observar en el Anexo 6.

Las columnas deben diseñarse nuevamente para cumplir los requerimientos y analizarse a efectos de esfuerzos combinados.

3.5. CAMBIO DE SECCIÓN COLUMNA

Se cambiará la sección por motivos constructivos a una columna armada de dimensiones 300 x 300 x 10 mm. Sus dimensiones se aproximan al perfil HSS 12x12x5/16 (30,48 x 30,48 x 8 mm)

Las propiedades de la sección se indican en la Tabla 3.26.

| Propiedades de la columna armada de 300x300x10 | | | | | | | | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| A [in ²] | I _x [in ⁴] | I _y [in ⁴] | r _x [in] | r _y [in] | S _x [in ³] | S _y [in ³] | Z _x [in ³] | Z _y [in ³] |
| 17,98 | 391 | 391 | 4,66 | 4,66 | 66,22 | 66,22 | 77,07 | 77,07 |

Tabla 3.26. Propiedades de la columna armada 300x300x10

Se calcula G_B con la nueva sección:

$$G_B = \frac{\frac{I_c}{L_c}}{\frac{I_g}{L_g}} = \frac{3,08 + 2,84}{0,67(4,12 + 4,25)} = 1,05$$

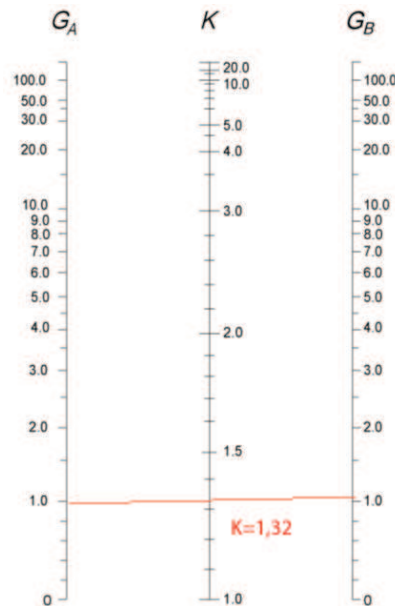


Figura 3.17. Nomograma para ladeo NO impedido

$$\frac{KL}{r} = \frac{1,32 \times 135}{4,66} = 38,24$$

Interpolando según la tabla 3-50 LRFD se tiene:

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$38,24 \leq 4,71 \sqrt{\frac{29000}{36}}$$

$$38,24 \leq 133,68$$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} F_y$$

[Ec. 3.19]

$$F_e = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{\frac{kl}{r}} \quad [\text{Ec. 3.21}]$$

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(38,24)^2} = 195,4 \text{ Ksi}$$

$$F_{cr} = 0,658^{\frac{36}{195,4}} 36$$

$$F_{cr} = 33,35 \text{ Ksi}$$

Tomando el valor de la simulación en el pórtico Anexo 6, se tiene un P_u de 229,76Kips.

$$A_g \geq \frac{P_u}{F_{cr}} = \frac{239,76}{33,35} = 7,18 \text{ in}^2$$

Como:

$$A_g = 7,18 \text{ in}^2 \geq 17,98 \text{ in}^2$$

Si cumple con los requerimientos.

$$P_d = \phi_c F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 33,35 \times 17,98 = 539,66 \text{ Kips}$$

$$P_d = 539,66 \text{ Kips} > P_u = 239,76 \text{ Kips}$$

Comprobación de las secciones según pandeo local

Según la Tabla 3.13.

$$\lambda_p = \frac{h}{t} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad [\text{Ec. 3.22}]$$

$$\frac{300}{10} \leq 2,24 \sqrt{\frac{29000}{36}}$$

$$30 \leq 2,42 \sqrt{\frac{29000}{36}}$$

$$30 \leq 68,68$$

El perfil no presentará inestabilidad local.

Comprobación por esfuerzos combinados

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{P_d} = \frac{239,7 \text{ Kpsi} \cdot \text{in}^2}{539,66 \text{ Kpsi} \cdot \text{in}^2} = 0,45$$

Si $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ se utiliza la ecuación:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad [\text{Ec. 3.23}]$$

Se sabe que:

$$Z_x = Z_y = 77,07 \text{ in}^3$$

$$M_c = \phi b F_y Z_y \quad (3.28)$$

$$M_{cx} = M_{cy} = 0,9 * \frac{36 * 77,07}{12} = 208,089 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$0,76 + \frac{8}{9} \left(\frac{25,13}{208,089} + \frac{22,13}{208,089} \right) \leq 1$$

$$0,97 \leq 1$$

Por lo tanto la sección cumple los requerimientos de esfuerzos combinados.

3.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CELOSÍA

Los valores de carga muerta y viva, se calcularon anteriormente en la sección de donde se tiene:

$$D \text{ (Carga muerta)} = 612,22 \text{ kg/m}^2$$

$$L \text{ (carga viva)} = 244,89 \text{ kg/m}^2$$

La carga se transmite a través de la viga hacia la celosía como se muestra en la figura 3.18.

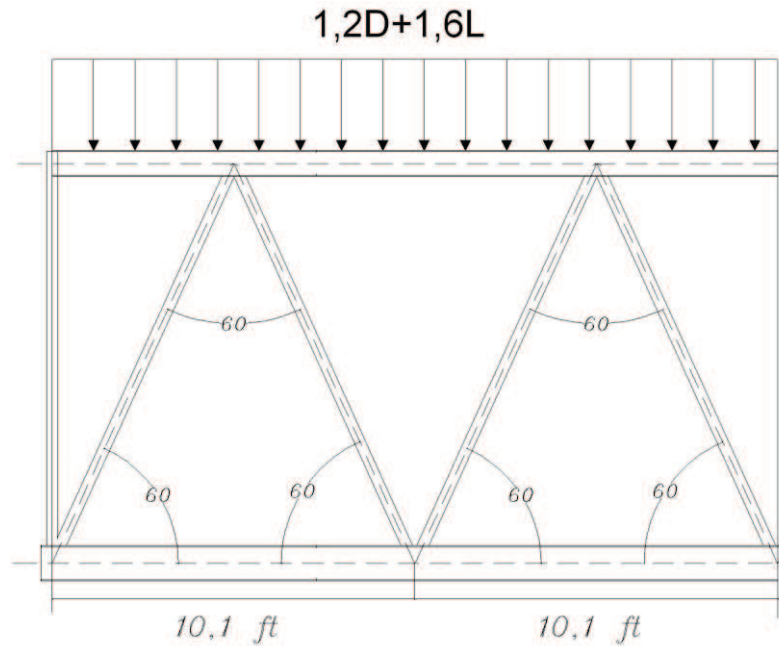


Figura 3.18. Esquema de carga distribuida correspondiente para la celosía

3.6.1. CÁLCULO DE LA CARGA SOPORTADA POR LA CELOSÍA

Para analizar la distribución de fuerzas y obtener la carga soportada por el elemento celosía se simplifica el análisis tal como se muestra en la figura 3.19

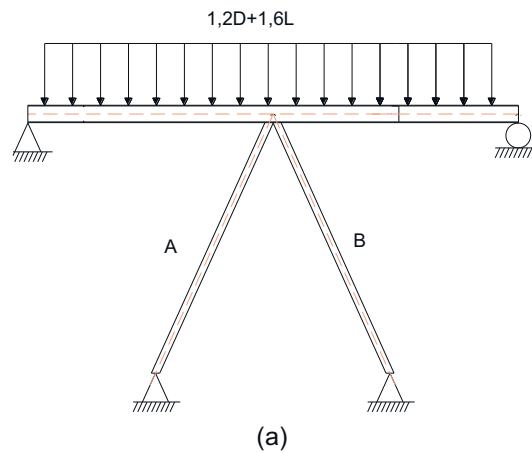


Figura 3.19. Diagrama de fuerzas en la celosía

3.6.1.1. Cálculo de la carga distribuida

$$W = 1,2D + 1,6L$$

Se debe tener en cuenta que las vigas que soportan la celosía tienen un voladizo de 1,50 metros, por lo que la carga distribuida actúa a 75 cm del voladizo.

$$w = 1,2(612,2 \cdot 0,75) + 1,6(244,8 \cdot 0,75) = 844,75 \text{ kg/m}$$

$$w = 844,75 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * \frac{9,8\text{m}}{\text{s}} = 8278,45\text{N} * \frac{1\text{m}}{3,28\text{ft}} * \frac{1\text{kips}}{4450\text{N}} = \frac{0,56\text{kips}}{\text{ft}}$$

Se debe considerar la sobrecarga existente que se transmiten desde los tres pisos superiores, por lo que se asume que la carga distribuida es $4w$

$$W = \frac{2,24\text{kips}}{\text{ft}}$$

3.6.1.2. Cálculo de la carga resultante R

El análisis simplificado de los elementos estructurales se puede observar en la Figura 3.20.

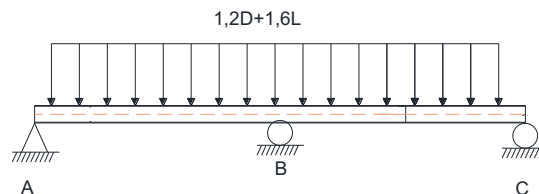


Figura 3.20. Método de superposición

La reacción R se considera como una carga desconocida. Se examinan las deflexiones debida a la carga distribuida y a la reacción R separadamente.

En el punto B la deflexión es máxima cuando existe una carga distribuida⁴⁴:

$$y_{B1} = -\frac{5WL^4}{384EI} \quad (3.29)$$

Y también en el punto B la deflexión es máxima cuando existe una carga concentrada⁴⁵:

$$y_{B2} = \frac{RL^3}{48EI} \quad (3.30)$$

Por lo tanto la deflexión total es igual a la sumatoria de las deflexiones en los dos casos:

$$Y = y_{B1} + y_{B2}$$

⁴⁴ Beer F, Johnston R, 2006, Mecánica de Materiales, Apéndice D, pp 763

⁴⁵ Beer F, Johnston R, 2006, Mecánica de Materiales, Apéndice D, pp 763

$$Y = \frac{RL^3}{48EI} - \frac{5WL^4}{384EI} \quad (3.31)$$

Como el punto B esta fijo debido a la restricción existente ver Figura 3.21.

Por lo tanto la deflexión en B no existe

$$Y = 0 = \frac{RL^3}{48EI} - \frac{5WL^4}{384EI}$$

$$R = 0,684WL$$

$$R = 0,684 * 2,24 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} * 10,1\text{ft} = 15,47 \text{ Kip}$$

Las cargas soportantes de cada celosía RA y RB son iguales.

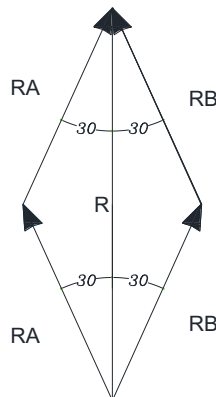


Figura 3.21. Componentes de la reacción en B

Por lo tanto:

$$\frac{RA}{\text{sen } 30} = \frac{R}{\text{sen } 120}$$

$$RA = RB = 8,9 \text{ kips}$$

Se puede suponer el valor $\phi_c F_{cr}$ como un valor entre $0,55F_y$ y $0,85F_y$ para una columna esbelta⁴⁶.

El material de construcción es el acero ASTM A36 ($F_y = 36\text{Ksi}$) y siendo conservadores se asumirá un valor de $\phi_c = 0,75$

⁴⁶ Vinnakota S, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1ra Edición, Editorial Mc Graw Hill, pp 434

$$\phi_c F_{cr} = 0,75 F_y = 0,75 \times 36 = 25,2 \text{ Ksi}$$

Por lo tanto:

$$A_g = \frac{8,9}{25,2} = 0,35 \text{ in}^2$$

Se asume una sección cuadrada una tubería de 100x100x5, la cual tiene las siguientes Propiedades⁴⁷:

| Propiedades de la Tubería 100x100x5 | | |
|--|---|---|
| A [in²] | I_x = I_y [in⁴] | r_x = r_y [in] |
| 2,9 | 6,88 | 1,5 |

Tabla 3.27. Propiedades de la sección cuadrada T 300x300x5

3.6.2. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

Revisión de la resistencia

$$P_d = \phi_c F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 36 \times 2,9 = 95,4 \text{ Kips}$$

$$P_d = 95,4 \text{ Kips} > P_u = 8,9 \text{ Kips}$$

Revisión de las secciones según pandeo local

Para que una sección califique como compacta, la razón ancho-espesor de sus miembros comprimidos no debe exceder la razón límite ancho-espesor λ_p .

$$\lambda_p = \frac{h}{t} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{[Ec. 3.22]}$$

$$\frac{100}{5} \leq 2,24 \sqrt{\frac{29000}{36}}$$

$$20 \leq 2,42 \sqrt{\frac{29000}{36}}$$

$$20 \leq 68,68$$

El perfil escogido para el elemento celosía no presentará inestabilidad local.

⁴⁷ Steel Tube Institute of North America, "HSS LRFD COLUMN LOAD TABLES", Pp 6, (Disponible en Web: http://www.steeltubeinstitute.org/pdf/brochures/column_load_brochure.pdf)

3.7. MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO

SAP2000 es un programa computacional que a través del método de elementos finitos analiza fuerzas, esfuerzos y deformadas en elementos de área y sólidos, siendo un programa ideal para el análisis de estructuras.

3.7.1. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

La estructura se modela teniendo en cuenta los resultados del pre dimensionamiento previo.

La geometría de la estructura se dibuja en AUTOCAD, y se exporta al programa SAP2000 tal como se muestra en la figura 3.21. Obteniéndose la estructura en forma de “esqueleto”.

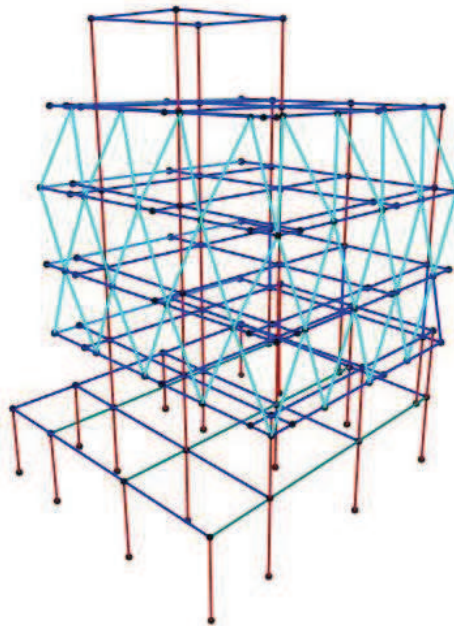


Figura 3.22. Detalle de la geometría estructural

Se definen los perfiles obtenidos del pre dimensionamiento, el material tal como se muestra en la figura 3.22.

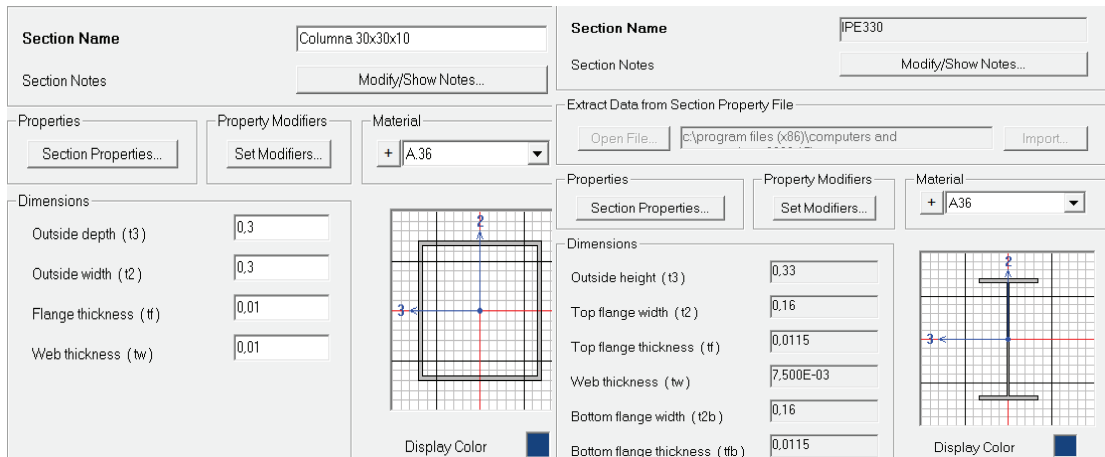


Figura 3.22. Geometría de los elementos estructurales para la simulación

Los elementos estructurales definidos para la simulación se muestran en la Tabla 3.28:

| Elementos Estructurales Pre dimensionados | | |
|--|-----------------|-----------------|
| Elemento | Función | Material |
| IPE 330 | Viga principal | ASTM A 36 |
| IPE 300 | Viga voladizo | ASTM A 36 |
| IPE 240 | Viga perimetral | ASTM A 36 |
| IPE 200 | Viga secundaria | ASTM A 36 |
| T 300x300x10 | Columna | ASTM A 36 |
| T 100x100x5 | Celosía | ASTM A 36 |

Tabla 3.28. Elementos Estructurales Pre dimensionados

Se asignan los elementos estructurales en la estructura esqueleto y se definen un elemento área en el subsuelo tal como se muestra en la figura 3.23.

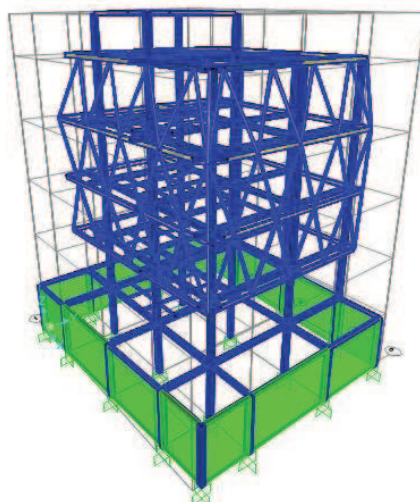


Figura 3.23. Elementos estructurales asignados

3.7.1.1. Consideraciones para la simulación

La simulación debe tener en cuenta consideraciones como son:

- Las columnas están empotradas a la cimentación.
- Las conexiones entre viga columna son completamente rígidas.
- Los muros del subsuelo se simulan teniendo en cuenta que el suelo actúa como un resorte que solo admite compresión, tal como se simuló el pórtico principal.
- Las conexiones de las vigas principales hacia el muro del subsuelo se modelan como conexiones que no resisten momento.

3.7.2. ASIGNACIÓN DE LAS CARGAS

3.7.2.1. Asignación de la carga muerta y viva

Se asignan las cargas debido al peso de las paredes, vidrios, peso de la losa tal como se muestra en la figura 3.24.

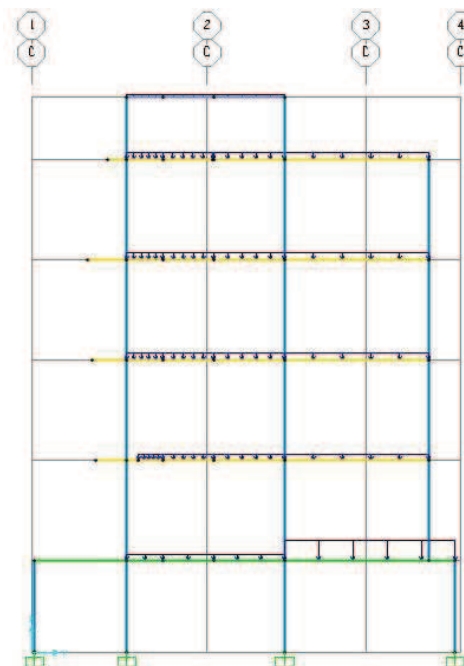


Figura 3.24. Asignación de la carga Muerta

La carga asignada a las vigas se calcula manualmente y se muestra en la Tabla 3.29.

| Tipo de Viga | Carga muerta de piso [tonf/m] |
|--------------|-------------------------------|
| Principal | 1.3 |
| Perimetral | 0.65 |
| Voladizo | 0.4 |
| Secundaria | 0.27 |

Tabla 3.29. Valores de la carga muerta debido al peso de la losa.

El peso de las paredes y vidrios se asigna directamente sobre las vigas en donde actúan las cargas, estos valores fueron calculados en la sección 3.2.1 y son:

- Peso lineal de las paredes 432 kg/m
- Peso lineal de los vidrios 82.5 kg/m

Las cargas vivas se asignan con el mismo criterio que la asignación de carga muerta y son de 245 kg/m² para un edificio de oficinas teniendo en cuenta que en la terraza se aplica una carga de 102 kg/m² según la tabla 1.2 de la norma NEC-11.

3.7.2.2. Asignación de la carga de sismo

La carga de sismo se aplica manualmente, se debe tener en cuenta que se debe crear un diafragma por cada piso, donde se aplicara la fuerza lateral correspondiente a cada piso en un punto ubicado en el centro de gravedad de cada losa. La carga de sismo se aplica tanto en el sentido X como en Y tal como se indica en la figura 3.25.

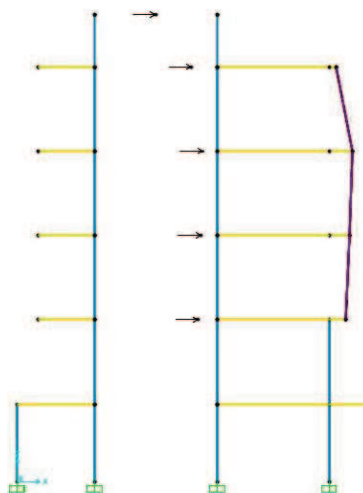


Figura 3.25. Asignación de la carga Sismo X

Las cargas de sismo se asignan teniendo en cuenta la distribución de fuerzas laterales calculada en la Tabla 3.7.

3.7.3. COMBINACIONES DE CARGA:

Las cargas se combinan teniendo en cuenta los estados críticos de carga y que el sismo se analiza en los dos sentidos.

Los estados críticos de carga son:

Durante la construcción = 1,4 D

Carga Critica Viva = 1,2D + 1,6 L

Carga Critica Sismo=1,2 D + E + L

3.7.4. RESULTADOS DE SIMULACIÓN

Según el análisis de la estructura se tiene valores de relación demanda/capacidad llamados índices de carga, Los cuales se encuentran indicados en la Tabla 3.30, estas demanda de carga dependen de las combinaciones de carga, debido a que el análisis depende de la “Envolvente de carga” que evalúa los elementos estructurales en los estados críticos de carga para cada combinación. Los índices de carga permitidos deben ser menores o iguales a la unidad. Y nos permite conocer el estado del dimensionamiento de la estructura. Los resultados de las reacciones resultantes se encuentran en el Anexo 7.

| Elemento | Tipo | Fallan | Menor índice de carga | Mayor índice de carga | Tipo Falla | Peso [ton] |
|---------------------------|--------------|--------|-----------------------|-----------------------|------------|------------|
| Vigas principales | IPE 330 | 0 | 0,46 | 0,94 | N/A | 15 |
| Vigas voladizo | IPE 300 | 3 | 0,75 | 1,5 | Tensión | 1,3 |
| Vigas Perimetrales | IPE 240 | 0 | 0,45 | 0,8 | N/A | 7,8 |
| Vigas Secundarias | IPE 200 | 0 | 0,2 | 0,3 | N/A | 4.5 |
| Columnas | T 300x300x10 | 0 | 0,44 | 0,9 | N/A | 19,3 |
| Celosía | T 100x100x5 | 0 | 0,48 | 0,88 | N/A | 2,6 |
| Total | | | | | | 51.5 |

Tabla 3.30. Resultados de la simulación

3.7.5. CONCLUSIONES DE LA SIMULACIÓN

De la Tabla 3.30 se concluye que las vigas en voladizo deben tener mayor capacidad resistente, las vigas secundarias se encuentran con índices de carga entre 0,2 a 0,3 lo que nos indica que se encuentran sobre dimensionadas, por lo que se decide probar con perfiles IPE de menor peralte.

Las vigas en voladizo se simularan utilizando vigas IPE 330 utilizadas en las vigas principales, que son perfiles con mayor capacidad resistente.

Se procede a simular teniendo en cuenta las consideraciones previas y se obtiene los siguientes resultados en la Tabla 3.31:

| Elemento | Tipo | Fallan | Menor índice de carga | Mayor índice de carga | Tipo Falla | Peso [ton] |
|---------------------------|--------------|--------|-----------------------|-----------------------|------------|------------|
| Vigas principales | IPE 330 | 0 | 0,46 | 0,94 | N/A | 15 |
| Vigas voladizo | IPE 330 | 0 | 0,75 | 0,84 | N/A | 1,5 |
| Vigas Perimetrales | IPE 240 | 0 | 0,45 | 0,8 | N/A | 8 |
| Vigas Secundarias | IPE 180 | 0 | 0,50 | 0,67 | N/A | 3 |
| Columnas | T 300x300x10 | 0 | 0,50 | 0,90 | N/A | 9 |
| | T 300x300x8 | 0 | 0,75 | 0,89 | N/A | 8 |
| Celosía | T 100x100x5 | 0 | 0,48 | 0,88 | N/A | 2,5 |
| TOTAL | | | | | | 47 |

Tabla 3.31. Resultados de la optimización

De la Tabla 3.31 se concluye los elementos escogidos soportan las demandas de carga según las combinaciones de carga designada, ningún elemento sobrepasa el índice de carga 1 que es el máximo permisible y el menor índice de carga es de 0,45 de una viga perimetral.

El peso de la estructura disminuye en 2 toneladas de material.

3.7.6. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

La Norma Ecuatoriana de la construcción establece el valor límite de la deriva entre pisos ΔM de 0,02 veces la altura de piso como máxima, estos valores son tomados del Anexo 7 y se muestran en la Tabla 3.32.

| Piso | ΔM Max admisible [mm] | Δ Obtenido Sx [mm] | Δ Obtenido Sy [mm] |
|---------------|-------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Planta baja | 68 | 15 | 19 |
| Planta alta 1 | 75 | 10 | 24 |
| Planta alta 2 | 75 | 10 | 21 |
| Planta alta 3 | 75 | 13 | 15 |
| Terraza | 47 | 12 | 13 |

Tabla 3.32. Control de la deriva

En la Tabla 3.32 se verifica que la estructura cumple los requerimientos de la deriva de entre piso.

3.7.7. DISEÑO DE LAS PLACAS BASE

Cuando una columna de acero se apoya sobre un cimiento o una zapata es necesario que la carga de la columna se distribuya en un área suficiente para evitar un sobreesfuerzo en el concreto la figura 3.26 muestra gráficamente un ejemplo de placa base.

La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base, debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base cubre el área total del soporte de concreto, esta resistencia es igual a ϕ_c (por aplastamiento del concreto) multiplicada por la resistencia nominal del concreto⁴⁸:

$$P_p = 0,85 * f'_c A_1 \quad (3.32)$$

⁴⁸ Ecuación J8-1 de la AISC 2005

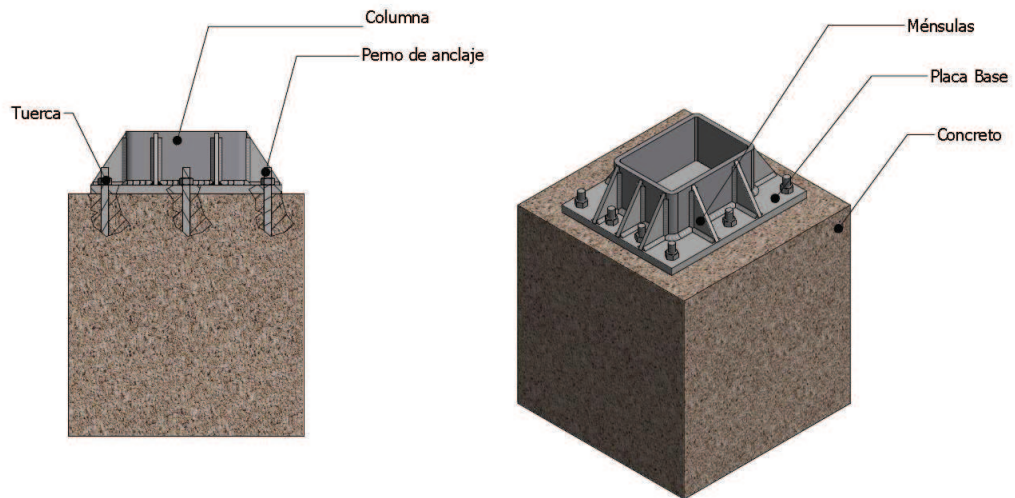


Figura 3.26. Esquema de conexión Columna – Placa Base

Donde:

f'_c es la resistencia a compresión del concreto a los 28 días en Ksi.

A_1 es el área de la placa.

$$P_u = \phi_c * P_p = \phi_c(0,85 * f'_c A_1) \quad (3.33)$$

$$A_1 = \frac{P_u}{0,85 * f'_c} \quad (3.34)$$

Para determinar el espesor de la placa se debe tomar en cuenta los momentos en los dos sentidos, como si la placa estuviese en voladizo con las dimensiones m y n según la Figura 3.27:

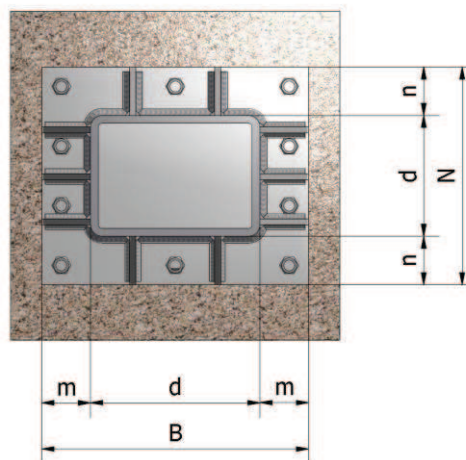


Figura 3.27. Esquema de conexión Columna – Placa Base

Siendo t el espesor de la placa, se tiene⁴⁹:

$$t = m \frac{2Pu}{0,9 F_y B N} = n \frac{2Pu}{0,9 F_y B N} \quad (3.35)$$

3.7.7.1. Procedimiento para dimensionar la placa base

Para las placas base se utiliza acero A36.

Cargas últimas según el Anexo 7 son:

Columna 300x300x10

$$P_u = 290,69 \text{ Kip}$$

$$M_{ux} = 24,85 \text{ kip-ft}$$

$$M_{uy} = 24,22 \text{ kip-ft}$$

$$f'_c = \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2} = 2,98 \frac{\text{Kip}}{\text{in}}$$

Se debe hallar la carga axial equivalente:

$$P_{ueq} = P_u + m * M_{ux} + m * u * M_{uy} \quad [\text{Ec. 3.25}]$$

De donde se toma el valor m de la Tabla 3.18.

Para aplicar esta expresión se toma como primera aproximación $u = 2$, donde M debe estar en Kip-ft.

$$P_{ueq} = 290,62 + 1,75 * 24,85 + 1,75 * 2 * 24,22 = 418,94$$

Asumiendo que la placa cubrirá toda el área del concreto:

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0,85 * f'_c} = \frac{418,94}{0,6 * 0,85 * 2,98} = 275,65 \text{ in}^2$$

$$\text{Por lo tanto se supone un lado } B = N = \sqrt{A_1} = \sqrt{275,65} = 16,6 \text{ in}$$

Se aproxima a un lado $B = N = 18 \text{ in}$

Por lo tanto

⁴⁹ McCormac J, 2002, "Estructuras de acero, método LRFD", 2da Edición, Editorial Alfaomega, México, pp 206

$$m = n = \frac{M - d}{2} = \frac{18 - 11,81}{2} = 3,1 \text{ in}$$

$$t = m \frac{2P_u}{0,9 F_y * B * N} = 3,1 \frac{2 * 418,94}{0,9 * 36 * 18 * 18} = 0,875 \text{ in} = 2,2 \text{ mm} \quad \text{[Ec. 3.35]}$$

Por lo tanto se tomará un ancho de 2,5 cm para la placa base.

3.7.8. DISEÑO DEL PERNO DE ANCLAJE

3.7.8.1. Resistencia de tracción y corte de pernos de anclaje

La resistencia de diseño de tracción y de corte R_n , de un perno de alta resistencia pre tensionado, deben ser determinadas de acuerdo con los estados límites de fractura en tracción y fractura en corte como se indica a continuación:

$$R_n = \phi F_n A_b \quad (3.36)$$

$$\phi = 0.75$$

Donde:

F_n es la tensión de tracción nominal y es igual a $0,9 * F_u$

F_u es el esfuerzo a la ruptura para las varillas de acero

A_b es el área bruta del perno

T_u es el esfuerzo a la ruptura

La longitud básica de desarrollo L_d para barras y alambres con resaltes en tracción, debe calcularse con las siguientes expresiones según ACI 12.2.1, pero en ningún caso podrá ser menor que 30 cm.

Para varillas de 36 mm de diámetro y menores, la longitud de desarrollo será:

$$L_d = \frac{0.0632 A_b F_y}{f'c} \quad (3.37)$$

Pero no menor que

$$L_d = 0.006 d_b F_y$$

Para varillas de 44 mm de diámetro, dicha longitud será de:

$$L_d = \frac{0.79 F_y}{f'c} \quad (3.38)$$

Para varillas de 55 mm de diámetro y menores, L_d será:

$$L_d = \frac{1.106F_y}{f'_c} \quad (3.39)$$

Donde:

L_d es longitud de desarrollo en cm

A_b es área de una varilla en cm^2

d_b es diámetro de la varilla en cm

F_y es esfuerzo de fluencia en Kg/cm^2

3.7.8.2. Especificaciones para ganchos estándares o normalizados

De acuerdo a [ACI 7.1] se pueden tener:

Doblez de 180° más una extensión de $4d_b$, pero no menos de 6 cm en el extremo libre de la varilla.

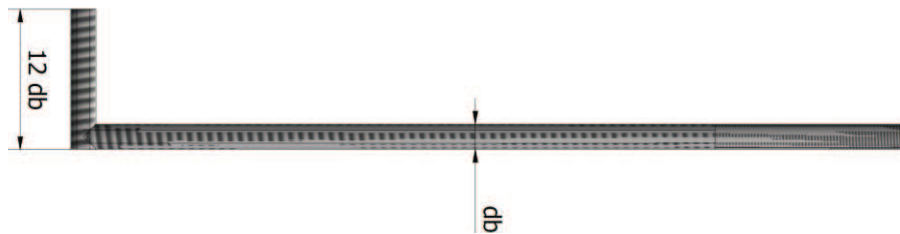


Figura 3.28. Esquema de gancho con dobles de 180°

3.7.8.3. Procedimiento para dimensionar el perno de anclaje

Se usará varilla grado 42, es decir que tiene un límite de fluencia mínimo de 4200 kg/cm^2 ($59,6 \text{ kip/in}^2$), además una resistencia mínima a la Tensión de 6300 kg/cm^2 .

La fuerza de tensión aplicada sobre cada perno se obtiene de:

$$T = M / (n * s) \quad (3.40)$$

Donde:

M es el momento aplicado sobre la placa base.

s es la separación entre pernos de anclaje.

n es el número de pernos de anclaje.

M : $495,49 \text{ kip-in}$

s : 15 in

n: 2 por lado

$$T = 495,49 / (2 * 15)$$

$$\mathbf{T = 16,51 \text{ kip}}$$

La resistencia de diseño de tracción y de corte, R_n :

$$R_n = \phi F_n A_b$$

$$\phi = 0.75$$

Donde

$$F_n = 0,9 F_u = 0,9 * 59,6 = \frac{53,64 \text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$R_n = 0,75 * 53,64 * \pi * \frac{d^2}{4}$$

Asumiendo que la resistencia de diseño de tracción y de corte es igual a la fuerza de tensión aplicada sobre cada perno.

$$T = R_n$$

$$T = 16,51 \text{ kip} = 40,23 * \pi * \frac{d^2}{4}$$

$$d = 0,7228 \text{ in}$$

$$d = 1,83 \text{ mm}$$

Se asume un diámetro de 20mm.

Por lo tanto:

$$L_d = \frac{0.0632 A_b F_y}{\bar{f}_c}$$

$$L_d = \frac{0.0632 \pi * 2^2 * 4200}{4 * \overline{210}} = 57,3 \text{ cm}$$

Ancho de gancho: $12d_b = 22\text{cm}$ recomendado, para este caso se utilizará un ancho de 10cm debido a que la longitud asumida L_d garantiza alcanzar los esfuerzos especificados en el diseño, por lo tanto cumple los requerimientos.

CAPÍTULO 4

4. DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS

4.1. SOLDADURA

Según la AWS se define a la soldadura como la coalescencia localizada del metal, en donde esta conglutinación se produce por calentamiento a temperaturas adecuadas, con o sin la aplicación de calor, con o sin la utilización de metal de aporte.⁵⁰

El proceso de soldadura aplicable en la construcción de estructuras metálica es el de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente.

El reglamento de la Sociedad Americana de la Soldadura AWS D1.1 establece los requerimientos mínimos para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero a través de la utilización de conexiones o uniones por la técnica de soldadura.

4.1.1. TIPOS DE SOLDADURAS

El reglamento AWS D1.1 establece tres tipos de soldaduras:

- a) Soldaduras de filete. Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.
- b) Soldaduras de penetración. Se obtienen depositando metal de aportación entre dos placas que pueden, o no, estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o parcial.
- c) Soldaduras de tapón, y soldaduras de ranura. Las soldaduras de tapón y de ranura se hacen en placas traslapadas, relleno por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

⁵⁰ AWS, Welding Hand book , Volumen 6

4.1.2. VARIABLES ESENCIALES EN EL PROCESO DE SOLDADURA POR ARCO CON ELECTRODO REVESTIDO SMAW.

Las variables principales a controlar durante el proceso de soldadura son:

4.1.2.1. La intensidad de corriente

La intensidad de corriente depende del espesor y tipo de revestimiento del electrodo, posición de soldadura y tipo de junta. La rapidez de aportación del material aumenta con el amperaje.

Los valores de amperajes son recomendados en los catálogos de proveedores, tal como se muestra en la Tabla 4.1.

| TIPO | E 6010 | | E 7018 | |
|------------------------|--------|------|--------|------|
| \varnothing [in] | 1/8 | 5/32 | 1/8 | 5/32 |
| $A_{\text{máx}}$ [Amp] | 80 | 110 | 100 | 140 |
| A_{min} [Amp] | 120 | 150 | 140 | 190 |

Tabla 4.1. Amperajes recomendados para electrodos E 6010 y E7018⁵¹

4.1.2.2. Voltaje

El voltaje se relaciona directamente con la longitud del arco. La longitud del arco es la distancia entre la punta derretida del electrodo hasta el charco de soldadura. La longitud de arco aumenta al incrementarse el diámetro del electrodo y el amperaje pero por regla general esta longitud no debe exceder el diámetro del núcleo del electrodo.⁵²

4.1.2.3. Velocidad de soldadura

La velocidad de soldadura o de desplazamiento es la rapidez con la que el electrodo se traslada a lo largo de la unión. La velocidad de recorrido influye en el aporte de calor, y por lo tanto afecta la estructura metalúrgica del metal de soldadura y de la zona afectada por el calor. Si la velocidad de recorrido es baja,

⁵¹ Catálogo de electrodos comunes, Manual para procesos de soldadura en estructuras metálicas de acero A36 aplicada a edificios, Bueno Hernán, pp590

⁵² Folleto de "Tecnología de Soldadura", Laboratorio de Soldadura-EPN, 2007, Practica No. 5

se incrementa el aporte de calor y en consecuencia el ancho de la zona afectada térmicamente.

Los efectos de las variables esenciales se pueden notar por inspección visual tal como se muestra en la Figura 4.1.

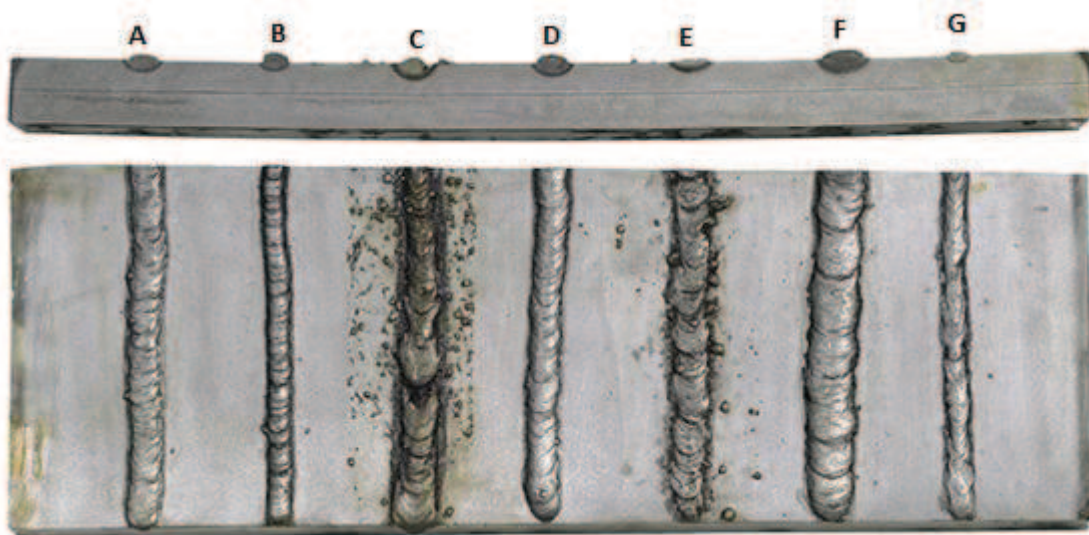


Figura 4.1. Influencia de las variables esenciales al soldar⁵³

- A. Amperaje, longitud de arco y velocidad de soldadura correctos.
- B. Amperaje demasiado bajo.
- C. Amperaje demasiado alto.
- D. Arco demasiado corto.
- E. Arco demasiado largo.
- F. Velocidad de recorrido demasiado lenta.
- G. Velocidad de recorrido excesiva.

4.1.3. PARÁMETROS DIMENSIONALES Y ÁREAS EFECTIVAS

4.1.3.1. Área efectiva para la soldadura de filete

El área efectiva de una soldadura de filete será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una soldadura de filete debe ser la menor distancia desde la raíz hasta la superficie de la soldadura tal como se muestra en la Figura 4.2.

⁵³ LINCOLN ELECTRIC, SMAW Stick Welding, Troubleshooting Welds, pp 31

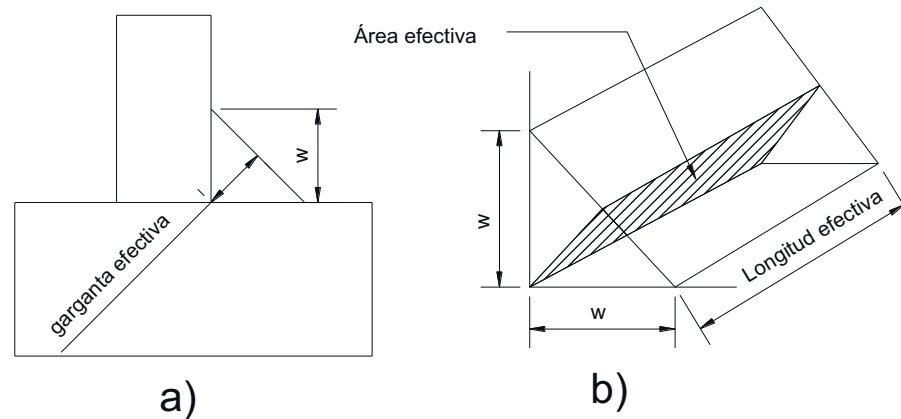


Figura 4.2. Área efectiva para soldaduras de filete

Donde:

$$\text{garganta efectiva} = w * \text{sen } 45^\circ$$

$$\text{Área efectiva} = w \text{ sen } 45 * \text{longitud efectiva}$$

w es el tamaño de pierna.

4.1.3.1.1. Limitaciones

El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño que se muestra en la Tabla 4.2. Estas disposiciones no aplican para refuerzos de soldadura de filete en soldaduras de tope con junta de penetración parcial o completa.

| Espesor de la más gruesa de las partes unidas | | Tamaño mínimo del filete | |
|---|----------------|--------------------------|----------|
| [mm] | [in] | [mm] | [in] |
| menor o igual que 6.3 | ($\leq 1/4$) | 3.2 | (1/8) |
| más de 6.3 hasta 12.7 | (1/4 a 1/2) | 4.8 | (3/16) |
| más de 12.7 hasta 19.1 | (1/2 a 3/4) | 6.3 | (1/4) |
| mayor que 19.1 | ($> 3/4$) | 7.9 | (5/16) |

Tabla 4.2. Tamaño mínimo de soldadura de filete⁵⁴

⁵⁴ Tabla J 2.4 del Manual AISC LRFD 2005, pp 16-156.

El tamaño máximo de soldadura de filete para partes conectadas debe ser:

- A lo largo de los bordes del material con espesor menor a 6,3 mm ($\frac{1}{4}$ in), no mayor que el espesor del material.
- A lo largo de los bordes del material con espesor igual o mayor a 6,3 mm ($\frac{1}{4}$ in), no mayor que el espesor del material menos 1,5 mm ($\frac{1}{16}$ in), a no ser que la soldadura sea designada especialmente en los planos para ser ejecutada de manera de obtener el espesor de la garganta completa. La longitud efectiva mínima de las soldaduras de filete diseñadas por resistencia no debe ser menor que cuatro veces el tamaño nominal, en caso contrario, se debe considerar que el tamaño de la soldadura no exceda un cuarto de su longitud efectiva.

4.1.3.2. Área efectiva para una soldadura a tope con penetración completa

Esta área se refiere a la longitud de la soldadura por el espesor de la garganta efectiva. El espesor de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración completa (CJP) debe ser el espesor de la parte más delgada conectada.

En la Figura 4.3 se muestra esquemáticamente el área efectiva para una soldadura a tope con penetración total biselada en V.

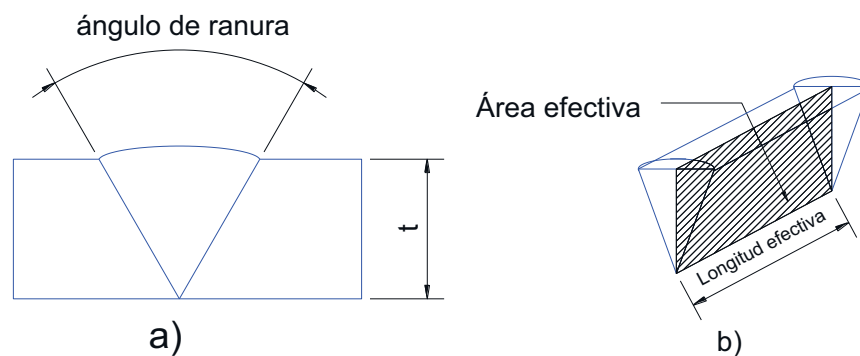


Figura 4.3. Área efectiva para a tope CJP biselada

Donde:

$$\text{Área efectiva} = t * \text{Longitud efectiva}$$

t es el menor espesor de los elementos soldados

4.1.4. RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño, ϕR_n de juntas soldadas debe ser el valor menor entre la resistencia del material base determinada de acuerdo con los estados límites de fractura en tracción y fractura en corte y la resistencia del metal de soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de fluencia.

| Tipos de soldaduras y forma de trabajo | Material | Factor de resistencia F_R | Resistencia nominal F_{MB} o F_S | Requisitos del metal de aportación |
|---|------------|-----------------------------|--------------------------------------|--|
| Soldaduras de penetración completa | | | | |
| Tensión normal al área efectiva | Metal base | 0.90 | F_y | Debe usarse metal de aportación compatible con el metal base. |
| Compresión normal al área efectiva | Metal base | 0.90 | F_y | Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base |
| Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura | | | | |
| Cortante en el área efectiva | Metal base | 0.90 | $0.60F_y$ | |
| | Soldadura | 0.80 | $0.60F_{EXX}$ | |
| Soldaduras de filete | | | | |
| Cortante en el área efectiva | Metal base | 0.75 | F_y | Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base. |
| | Soldadura | 0.75 | $0.60F_{EXX}$ | |
| Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura | Metal base | 0.90 | F_y | |
| F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base. F_{EXX} Clasificación del electrodo | | | | |

Tabla 4.3. Factores de Diseño de soldadura⁵⁵

La resistencia se determina bajo las siguientes formulas:

a) Para el metal base

$$R_n = F_{BM} * A_{BM} \quad (4.1)$$

⁵⁵ Tabla J 2.5 del Manual AISC LRFD 2005, pp 16-162

b) Para el metal de soldadura

$$R_n = F_w * A_w \quad (4.2)$$

Donde:

F_{BM} es la tensión nominal del metal base.

F_w es la tensión nominal del metal de soldadura.

A_{BM} es área de la sección transversal del metal base.

A_w es el área efectiva de la soldadura.

Los valores de ϕ , F_{BM} y F_w , y las limitaciones respectivas se entregan en la Tabla 4.3.

4.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS

Dependiendo del tipo de conexión, la especificación LRFD A2.2 del manual de la AISC las clasifica como conexiones tipo FR (totalmente rígidas) y tipo PR (parcialmente restringidas).

4.2.1. DESPATINAMIENTO

Para que empalmen los patines de vigas una de ellas debe recortarse evitando la interferencia entre el patín y la viga trabe, este recorte debe ser recto con un radio suave. La profundidad mínima de recorte se denominará d_{corte} debe ser al menos igual a la distancia k de la trabe, para el caso de las vigas laminadas k se obtiene de la tabla 1-1 del manual AISC.

Se tienen los casos para una viga recortada solo en el patín superior y para una viga recortada en ambos patines tal como se muestra en la Figura 4.4.

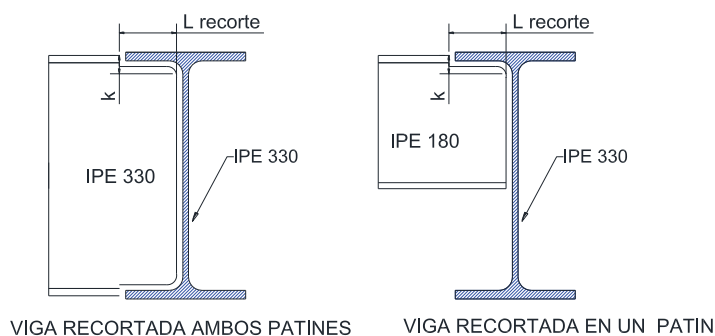


Figura 4.4. Ejemplo de recorte de vigas

La longitud de recorte se denominará l_{recorte} y debe proporcionar de $\frac{1}{2}$ a $\frac{3}{4}$ in de holgura

$d_{\text{corte}} = k$; para vigas laminadas se obtiene de la tabla 1-1 del manual AISC.

$d_{\text{corte}} = \text{tamaño del filete del trabe} + 20\text{mm}$; para trabes soldadas.

$$l_{recorte} = \frac{1}{2}b_{fg} - \frac{1}{2}t_{wg} + (de 0 a \frac{1}{4}in) \quad (4.3)$$

Donde

b_{fg} es el ancho del patín de la trabe

t_{wg} es el espesor del alma de la trabe

4.2.2. DISEÑO DE CONEXIONES TIPO PR (SEMIRRÍGIDAS)⁵⁶

Una conexión simple tipo PR se supone flexible y libre para rotar. Un tipo de conexiones semirrígidas son las conexiones soldadas de doble ángulo se forman al usar dos soldaduras de filete como se muestra en la Figura 4.5.

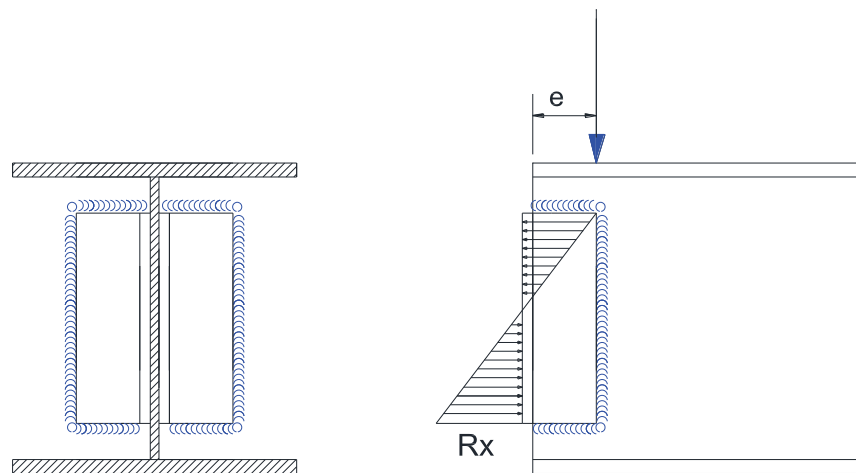


Figura 4.5. Configuración de la soldadura para conexiones de ángulos

Las soldaduras de filete se someten a la acción de cargas aplicadas excéntricamente por lo que las soldaduras quedan sujetas, ya sea a cortante y torsión, o bien a cortante y flexión.

Por disposición del Manual LRFD, los remates deben ser el doble del tamaño de la soldadura. Para facilitar el cálculo se consideran los remates de una longitud $L/12$ y a partir de esta condición se tiene el esquema de la Figura 4.6.

⁵⁶ Steel Structures, C. Salmon, J. Johnson and F, Malhas, 2009

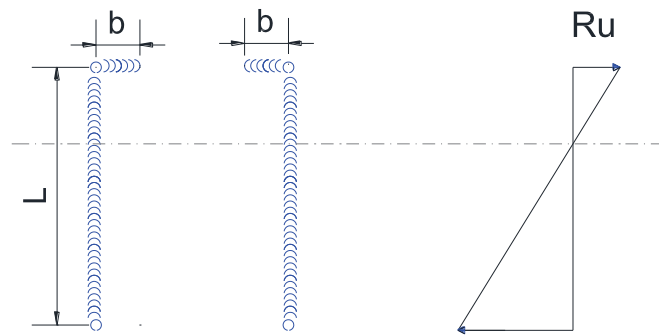


Figura 4.6. Esquema para el análisis de la soldadura para conexiones de ángulos

Donde

$$S = \frac{I}{y}$$

$$S = 2 \frac{4bd + d^2}{6}$$

$d = L$ y $b = L/12$, se tiene entonces:

$$S = \frac{4L^2}{9}$$

La componente en flexión se define como:

$$R_x = \frac{M}{S} = \frac{Pe}{S} = \frac{Pe}{\frac{4L^2}{9}} = \frac{9Pe}{4L^2}$$

Tomando en cuenta el cálculo del cortante directo se tiene:

$$R_u = \frac{P}{2L}$$

$$W_u = \sqrt{\frac{P^2}{2L^2} + \frac{9Pe^2}{4L^2}}$$

$$W_u = \frac{P}{2L^2} \sqrt{L^2 + 20,5e^2} \quad (4.4)$$

La resistencia de diseño de la soldadura de filete de longitud unitaria se supone como:

$$W_d = 0,75 \cdot 0,6F_{EXX} \cdot w \cdot \text{sen } 45 \quad (4.5)$$

Donde w es el tamaño de la pierna de soldadura

4.2.3. DISEÑO DE ASIENTO NO ATIESADO

Durante el montaje es recomendable utilizar ángulos de asiento para agilizar el montaje, tal como se muestra en la Figura 4.7.

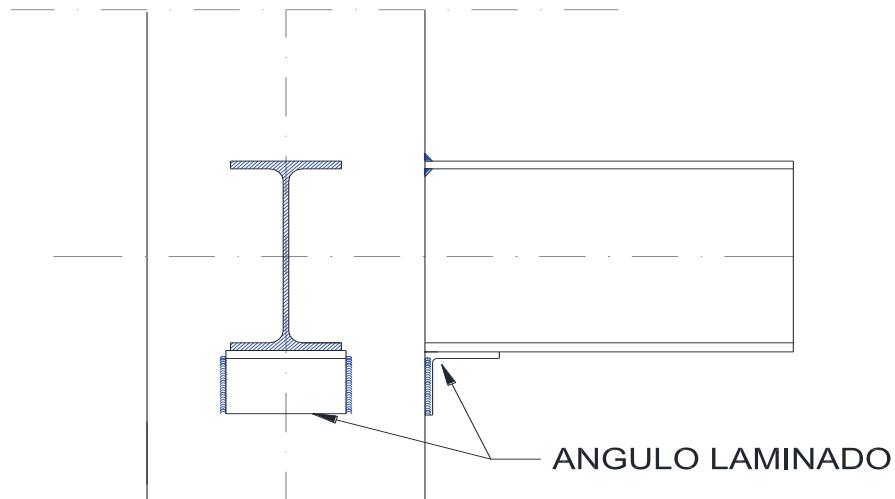


Figura 4.7. Ángulos de asiento durante el montaje

El ángulo de asiento debe ser diseñado para resistir la reacción completa de la viga (ver Figura 4.8). El espesor del ángulo determina según la resistencia a flexión en una sección crítica del ángulo. Donde el momento flexionante para una sección crítica de ángulo tal como se muestra en la Figura 4.8, y esta es:

$$M_u = P_u e$$

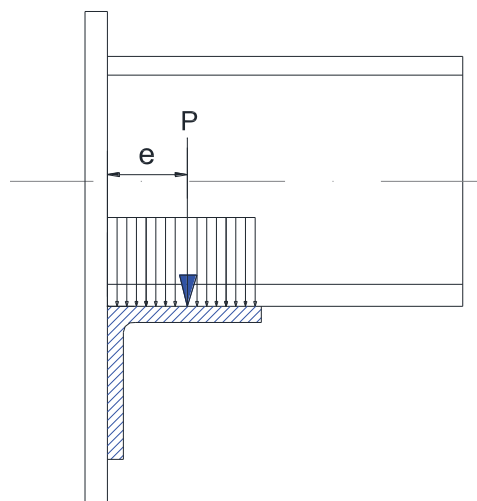


Figura 4.8. Distribución de esfuerzos en conexiones de asiento

Según la norma LRFD-F1-1

$$M_u = \phi_b M_p = \phi_b \frac{L t^2}{4} F_y$$

$$t^2 = \frac{4M_u}{\phi_b F_y L} = \frac{4P_u e}{\phi_b F_y L} \quad (4.6)$$

Donde:

P_u = reacción factorizada

ϕ_b = Factor de resistencia = 0,9

e = Excentricidad de reacción de 3/8" según la asunción AISC LRFD-F1-1

F_y = Esfuerzo de fluencia del ángulo de asiento

L = Ancho del angulo

4.2.4. DISEÑO DE SOLDADURAS POR EL MÉTODO DE LA RESISTENCIA ÚLTIMA

Para analizar las soldaduras excéntricas se considerará una soldadura en filete cargada axialmente mostrada en la Figura 4.9.

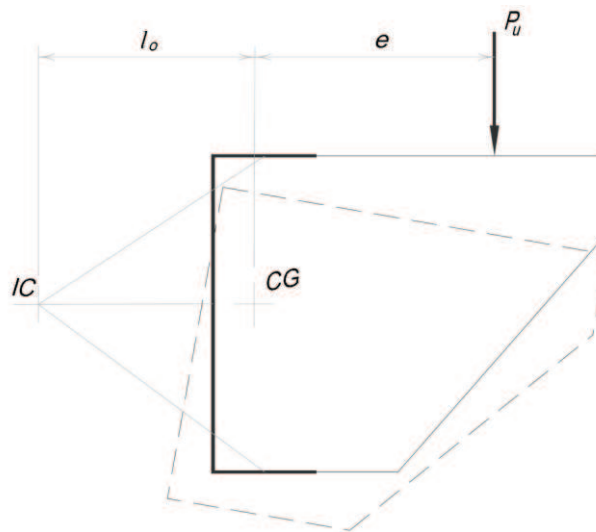


Figura 4.9. Soldadura en filete cargada axialmente

Las cargas tienden a ocasionar una rotación y traslación relativas entre las partes conectadas por la soldadura, si la carga excentrica P_u ocasiona fluencia en la parte mas esforzada de la soldadura, esta no fluira completamente, pues las fibras menos esforzadas empezaran a soportar mayor carga, la falla no ocurrirá hasta que todas la fibras de la soldadura alcancen su punto de fluencia.

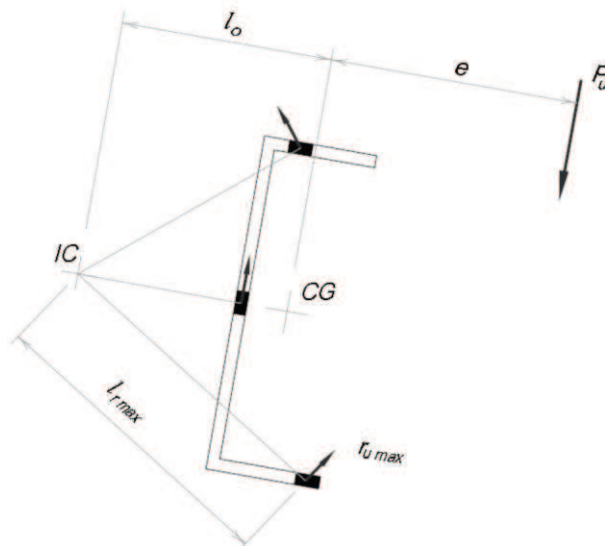


Figura 4.10. Diagrama de fuerzas sobre la soldadura

La soldadura tenderá a rotar alrededor de su centro instantáneo de rotación (IC). Cada elemento diferencial de soldadura proporciona una fuerza resistente r_u , como se muestra en la Figura 4.10 donde cada una de estas fuerzas resistentes actúa perpendicularmente a la línea trazada entre el centro instantáneo y el centro de gravedad de cada elemento.

La suma de los momentos de las fuerzas resistentes de todos los elementos diferenciales de la soldadura respecto al centro instantáneo de rotación (IC) debe ser igual y opuesta al momento provocado por la carga excéntrica respecto al mismo punto.

Donde la resistencia última P_u de una conexión en particular puede determinarse a partir de la expresión:

$$P_u = CC_1DL \quad (4.7)$$

Donde

C es un coeficiente de carga excéntrica que depende del ángulo θ y se encuentran en la tabla 8-42 del manual LRFD.

C_1 es el coeficiente que depende del tipo de electrodo y se determina segun la tabla 8-37 del manual LRFD.

D es el tamaño de soldadura en dieciseiosavos de pulgada.

L es la longitud de la soldadura vertical.

4.3. DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS

Los tipos de conexiones existentes se pueden observar en la Figura 4.11, correspondiente al esquema de conexiones existente en Planta Baja.

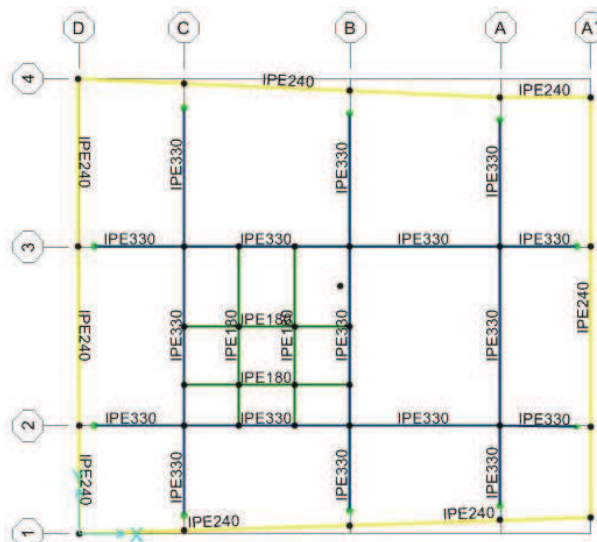


Figura 4.11. Conexiones existentes en Planta Baja

Como resultado del diseño se tiene los siguientes tipos de conexiones:

| UBICACIÓN | Elemento 1 | Elemento 2 | TIPO DE CONEXIÓN |
|---------------------|------------|------------|-----------------------|
| Subsuelo | IPE 330 | COLUMNA | Semirrígida |
| Todos los niveles | IPE 330 | COLUMNA | Resistente a momentos |
| Todos los niveles | IPE240 | COLUMNA | Resistente a momentos |
| Todos los niveles | IPE180 | IPE330 | Resistente a momentos |
| Plantas altas 1,2,3 | IPE330 | IPE240 | Resistente a momentos |
| Todos los niveles | IPE140 | IPE140 | Resistente a momentos |
| Plantas altas 1,2,3 | IPE330 | IPE330 | Resistente a momentos |

Tabla 4.4. Tipos de conexiones existentes

Para el diseño se realizará un ejemplo de cálculo para cada tipo de conexión.

4.3.1. CASO DE ESTUDIO VIGA IPE 330 – COLUMNA CONEXIÓN SEMIRRÍGIDA

Entre la conexión de la viga que une la losa y el muro del subsuelo se utiliza una conexión semirrígida con ángulos que no resiste momentos. Los elementos a unir

por medio de la conexión son la columna cuadrada de 300 x 300 x 10mm y la viga IPE 330 cuyas dimensiones se observan en la Figura 4.12.

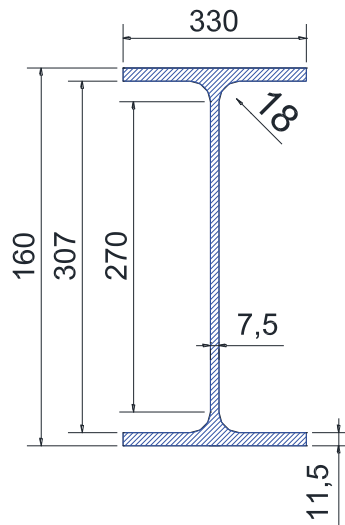


Figura 4.12. Dimensiones de la Viga IPE 330

Para todas las uniones se utiliza electrodos E6010 ($F_{EXXu} = 60\text{ksi}$ y $F_u = 58\text{ksi}$)

El espesor mínimo del alma de la viga soportada para la soldadura se determina al comparar la resistencia la ruptura por cortante del material base del alma de la viga:

$$t_w \geq \frac{0,75(0,6F_{EXX})(2 * 0,707w)}{0,75(0,6F_u)}$$

Se sabe que

$$t_w = \frac{5,3}{25,4} \text{ in} \equiv \frac{0,75 \ 0,6F_{EXX} \ 2 * 0,707w}{0,75 \ 0,6 * Fu}$$

$$0,2 \text{ in} = \frac{0,75 \ 0,6 * 60 \ 2 * 0,707w}{0,75 \ 0,6 * 58}$$

$$w = 0,13 \text{ in} \approx \frac{1}{8} \text{ in}$$

Con este valor de soldadura mínima requerida se escogerá un ángulo de unión, como es el ángulo de 3x3 x1/4 in.

4.3.1.1. Cálculo de la capacidad de la soldadura a tensión y cortante en conexiones con ángulos

Se tiene el mayor valor $V_u = P$ de cortante con un valor de 3,9 kip, las cargas se aplican como se muestra en la Figura 4.13

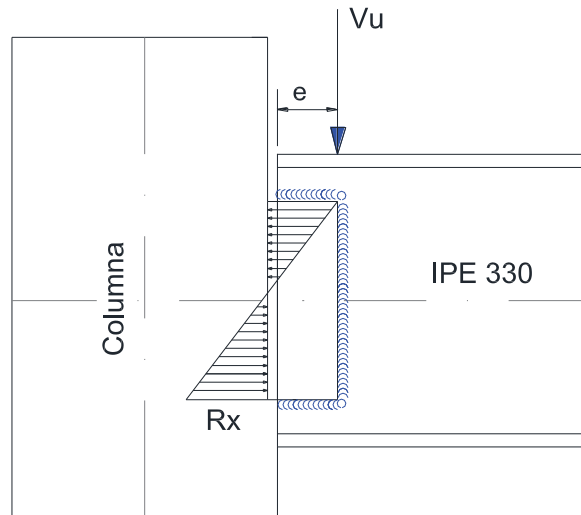


Figura 4.13. Esquema de esfuerzos presentes en conexión Viga IPE 330-Columna

Donde

$$W_u = \frac{P}{2L^2} \sqrt{L^2 + 20,5e} \quad [\text{Ec. 4.4}]$$

$$e = 3 \text{ in}$$

La resistencia de diseño de la soldadura de filete de longitud unitaria se supone como:

$$W_d = 0,75 \cdot 0,6 F_{EXX} \cdot w \cdot \text{sen } 45$$

$$W_d = 8,48 \text{ kips}$$

$$W_d = W_u$$

$$W_u = \frac{P}{2L^2} \sqrt{L^2 + 20,5e}$$

$$2,17 = \frac{1}{L^2} \sqrt{L^2 + 38,7}$$

$$L = 1,5 \text{ in} \approx 4 \text{ cm}$$

4.3.1.2. Resistencia al diseño de la soldadura

$$R_s = 0,75 * 0,6 F_{EXX} * w \cdot \text{sen } 45 * L = 0,75 * 0,6 * 60 * \frac{1}{8} * \text{sen}45 * 2 * 1,5 = 7,2 \text{ kip}$$

$$R_s > P_u$$

4.3.2. CASO DE ESTUDIO VIGA IPE 330-COLUMNA CONEXIÓN RÍGIDA

Se diseña una conexión rígida con soldadura de penetración completa en los patines y soldadura de filete entre el alma de la viga y la columna tal como se muestra en la Figura 4.14.

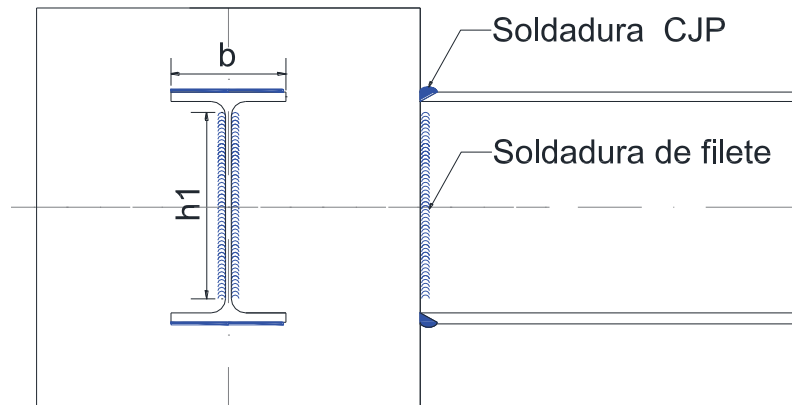


Figura 4.14. Esquema de conexión Viga IPE 330 - Columna

Teniendo en cuenta el menor espesor de la conexión que es del alma de la viga de 7,5mm (0,3 in), se tiene que el tamaño máximo de pierna es de $\frac{1}{4}$ in.

$$W_d = 0,75 \cdot 0,6 F_{EXX} w \text{ sen } 45 \quad [\text{Ec. 4.5}]$$

$$W_d = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 48 \cdot \frac{1}{4} \text{ sen } 45 = 8,48 \text{ kips}$$

Se tienen esfuerzos cortantes y esfuerzos producidos por el momento actuante se pueden ver en la Figura 4.15, estos valores se pueden observar en el Anexo 7 donde $V = 25,6$ kip y $M = 1377$ kip-in

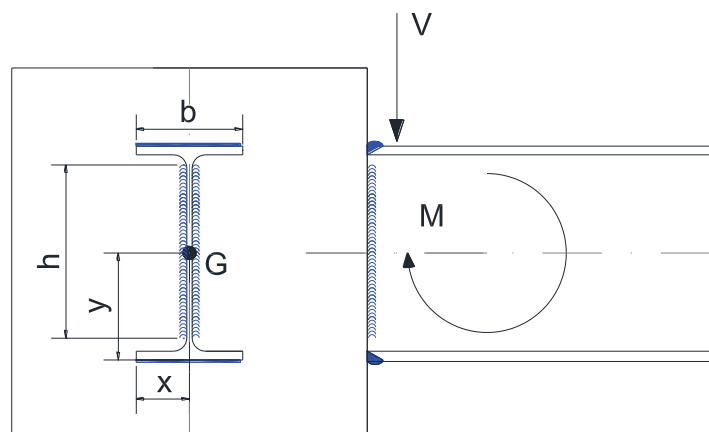


Figura 4.15. Esquema de esfuerzos presentes en la conexión Viga IPE 330-Columna

$$\tau_{adm} = \frac{V_u}{g * l_p} \quad (4.8)$$

Donde

g = garganta efectiva = $w * \text{sen } 45$

l_p = longitud del perímetro soldado

V_u = la carga factorizada

$$\sigma_{adm} = \frac{M c}{I}$$

I = inercia de la soldadura

c = la distancia del eje neutro a la fibra más lejana de soldadura

M = Momento resistido

Cuando existen esfuerzos combinados se debe verificar:

$$\sigma_{adm} = \sqrt{\frac{M c}{I}^2 + \frac{V_u}{g * l_p}^2} \leq 0,8 * \sigma_{mat} \quad (4.9)$$

Donde

$$g * l_p = 2(b + h) * w * \text{sen } 45$$

$$x = b / 2$$

$$y = h / 2$$

$$I = \frac{h^2}{6} (3b + h)$$

Calculando

$$g * l_p = 2 \left(\frac{160}{25,4} + \frac{330}{25,4} \right) * \frac{1}{4} * \text{sen } 45 = 6,82 \text{ in}^2$$

$$c = y = \frac{330}{2 * 25,4} = 6,49 \text{ in}$$

$$I = \frac{\left(\frac{330}{25,4}\right)^2}{6} \left(3 * \frac{160}{25,4} + \frac{330}{25,4} \right) = 897,1 \text{ in}^2$$

$$\sigma_{adm} = \sqrt{\frac{1377 * 6,49^2}{897,14} + \frac{25,6^2}{6,82}} \leq 0,8 * 36$$

$$\sigma_{adm} = 10,6 \text{ ksi} \leq 28,8$$

La soldadura cumple con los requerimientos.

4.3.3. CASO DE ESTUDIO VIGA IPE 240-COLUMNA

Se diseña una conexión rígida con soldadura de penetración completa en los patines y soldadura de filete entre el alma de la viga y la columna.

Con los valores de la simulación según del Anexo 7 se tiene:

$$Vu = P = 19,22 \text{ kip}$$

$$M = 1059 \text{ kip} - \text{in}$$

La columna es de 300 x 300 x 10 y las dimensiones de la viga se pueden ver en la Figura 4.16.

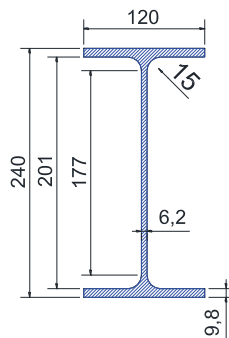


Figura 4.16. Dimensiones Viga IPE 240

Teniendo en cuenta el menor espesor de la conexión que es del alma de la viga de 6,2 mm (1/4 in) , se escogerá un ángulo de 3x3x1/4 in

Por lo que el tamaño máximo de pierna es de 1/4 in.

$$W_d = 0,75 \cdot 0,6 F_{EXX} w \text{ sen } 45$$

$$W_d = 8,48 \text{ kips}$$

La soldadura se realizará en todo el contorno de la viga

Se tiene las siguientes propiedades:

$$g * I_p = 2 \frac{120}{25,4} + \frac{240}{25,4} * \frac{1}{4} * \text{sen } 45 = 5,01 \text{ in}^2$$

$$c = y = \frac{24}{2 * 25,4} = 4,72 \text{ in}$$

$$I = \frac{\frac{240}{25,4}^2}{6} * 3 * \frac{120}{25,4} + \frac{240}{25,4} = 351,49 \text{ in}^2$$

$$\sigma_{adm} = \sqrt{\frac{1059 * 4,72^2}{351,49} + \frac{19,22^2}{5,01}} \leq 0,8 * 36$$

$$\sigma_{adm} = 14,77 \text{ksi} \leq 28,8$$

La soldadura cumple con los requerimientos de diseño.

4.3.4. CASO DE ESTUDIO IPE 180 – VIGA IPE 330

Para que empalmen los patines de vigas una de ellas debe recortarse evitando la interferencia entre el patín y la viga trabe tal como se muestra en la Figura 4.17.

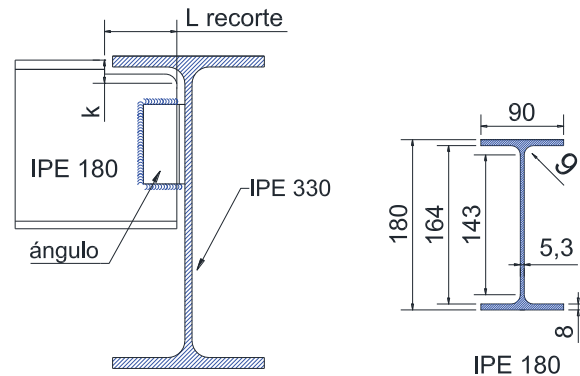


Figura 4.17. Despatinamiento y dimensiones Viga IPE 180

4.3.4.1. Recorte

La profundidad mínima de recorte se denominará $d_{corte} = k$

$$k = \frac{h - d}{2} = \frac{180 - 146}{2} = 17 \text{ mm}$$

$$l_{recorte} = \frac{1}{2} b_{fg} - \frac{1}{2} t_{wg} + \left(de 0 a \frac{1}{4} in \right)$$

Donde

b_{fg} es el ancho del patín de la trabe

t_{wg} es el espesor del alma de la trabe

$$l_{recorte} = \frac{1}{2} * 160 - \frac{1}{2} * 7,5 = 76,25 \text{ mm} \approx 77 \text{ mm}$$

El espesor mínimo del alma de la viga soportada para la soldadura se determina al comparar la resistencia la ruptura por cortante del material base del alma de la viga:

$$t_w \geq \frac{0,75(0,6F_{EXX})(2*0,707w)}{0,75(0,6F_u)}, \text{ Para todas las uniones se utilizará electrodos E6010}$$

$$(F_{EXXu} = 60 \text{ksi y } F_u = 58 \text{ksi})$$

Se sabe que

$$t_w = \frac{5,3}{25,4} in \equiv \frac{0,75 \cdot 0,6 F_{EXX} \cdot 2 * 0,707 w}{0,75 \cdot 0,6 * F_u}$$

$$0,2in = \frac{0,75 \cdot 0,6 \cdot 60 \cdot 2 \cdot 0,707w}{0,75 \cdot 0,6 \cdot 58}$$

$$w = 0,13 \text{ in} \approx \frac{1}{8} \text{ in}$$

Con este valor de soldadura mínima requerida, se escogerá un ángulo de unión, como es el ángulo de 3x3 x1/4 in.

4.3.4.2. Cálculo de la capacidad de la soldadura a tensión y cortante en conexiones con ángulos

Se tiene el mayor valor $V_u = P$ de cortante en la Planta Alta 2 con un valor de 4,5 kip para la viga número 320.

$$W_u = \frac{P}{2L^2} \sqrt{L^2 + 20,5e}$$

$$e = 3in$$

La resistencia de diseño de la soldadura de filete de longitud unitaria se supone como:

$$W_d = 0,75 \cdot 0,6 F_{EXX} \cdot w \cdot \text{sen } 45 \quad (4.8)$$

$$W_d = 8,48 \text{ kips}$$

$$W_d = W_u$$

$$3,75 = \frac{1}{L^2} \sqrt{L^2 + 61,5}$$

$$L = 1,5 \text{ in} \approx 4 \text{ cm}$$

Resistencia al diseño de la soldadura

$$R_s = 0,75 \cdot 0,6 F_{EXX} \cdot w \cdot \text{sen } 45 \cdot 2L = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 60 \cdot \frac{1}{8} \cdot \text{sen } 45 \cdot 2 \cdot 1,5$$

$$= 7,2 \text{ kip}$$

$R_s > V_u$ Cumple los requerimientos de resistencia.

4.3.5. CASO DE ESTUDIO IPE 330-IPE330, IPE 330 – IPE 240, IPE 180-IPE180

4.3.5.1. Resultados

Los casos de estudios de conexión entre vigas IPE 330-IPE330, IPE 330 – IPE 240, IPE 180-IPE180 se realizan siguiendo la metodología explicada (ver Anexo 8) en los ejemplos de cálculo y se obtienen los siguientes resultados en la Tabla 4.5:

| CONEXIÓN | DESPATINAMIENTO | | ÁNGULO [in] | SOLDADURA | |
|------------------|-----------------|-------------------|----------------|------------------|------------------|
| | K [in] | L recorte [in] | | Garganta [in] | Longitud [in] |
| IPE 330-IPE330 | 1 | 3 | 3x3x1/4 | 1/4 | 3,5 |
| IPE330 – IPE 240 | 1 | 3 | 3x3x1/4 | 3/16 | 1,5 |
| IPE 180-IPE180 | 3/4 | 2 | 3x3x1/4 | 1/8 | 1,5 |

Tabla 4.5. Resultados del diseño de conexiones

4.3.6. DISEÑO DE CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES

El entramado externo de la edificación se compone de perfiles tubulares estructurales conectados por medio de soldadura.

Teniendo en cuenta que el ángulo de acople entre los perfiles tubulares y las vigas es de 60° la longitud efectiva de la soldadura corresponde a la indicada en la Figura 4.18.

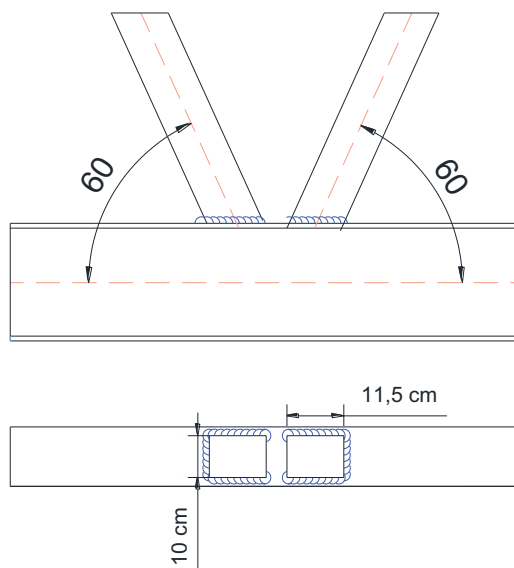


Figura 4.18. Vista frontal y lateral de soldadura en la celosía

Del diseño previo, se tiene una sección tubular cuadrada de 100x100x5.

Las propiedades que se utilizan para el diseño son:

Material: Acero ASTM A36

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

Se diseñan los ángulos más críticos por su relación

Las resistencias requeridas y las propiedades geométricas del arriostramiento son:

$$P_u = 33 \text{ Kip}$$

$$A_g = 2,94 \text{ in}^2$$

El cálculo de la resistencia nominal por fluencia en la sección total del cuerpo del miembro se obtiene así:

$$P_n = F_y \times A_g$$

$$P_n = 36 \times 2,94 = 105,84 \text{ kip}$$

Se sabe que la longitud efectiva soldada L es de:

$$L = 2 * 11,5 + 10 \text{ cm} = 33 \text{ cm} \approx 12,9 \text{ in}$$

$$R_s = 0,75 * 0,6 F_{EXX} * w \text{ sen } 45 * L = 0,75 * 0,6 * 60 * w * \text{sen}45 * 12,9 = P_n$$

$$246,3 w = 105,84$$

$$w = 0,43 \text{ in} \approx \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$P_u < P_n$$

Se cumplen los requerimientos de diseño.

4.3.7. DISEÑO DE LA SOLDADURA INTERMITENTE DE LA COLUMNA

4.3.7.1. Requerimientos de diseño:

Según la norma AWS D1.1 sección 2.3.4.1 el largo mínimo de los segmentos discontinuos intermitentes no deberá ser menor que 40 mm. Las dimensiones calculadas para las columnas en el capítulo 3 se muestran en la figura 4.19:

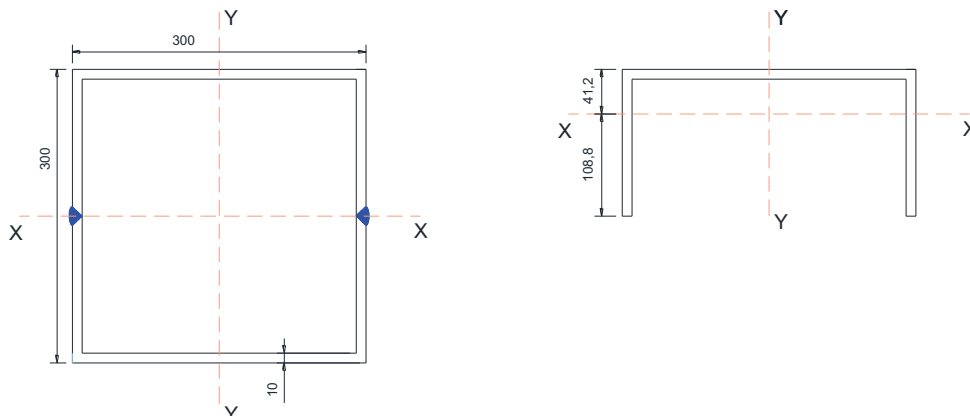


Figura 4.19. Detalle de soldadura en la columna armada

Para el cálculo de la soldadura intermitente se debe calcular el flujo cortante en la superficie de contacto q_{sv} , donde w_d es la soldadura de diseño.

$$2w_d \geq q_{sv} = \frac{V \cdot A \cdot y}{I} \quad (4.10)$$

Dónde:

I es momento de inercia de la columna armada

V es la fuerza cortante máxima factorizada en la columna

A es el área del canal U a unir

y es la distancia al eje neutro de la sección armada al centro del canal U

4.3.7.2. Procedimiento de diseño

Según el Anexo 6, se tiene un cortante máximo factorizado de $V = 44$ kip

A del canal U es de 9 in^2

La distancia al eje neutro de la sección armada al centro del canal y es $4,28$ in.

El momento de inercia de la columna armada es de 391 in^4 .

$$R_{dw} = 0,8 * 0,6 F_{EXX} * t * L_w$$

$$R_{dw} = 0,8 * 0,6 * 60Ksi * 0,4 \text{ in} * L_w = 11,5 \frac{\text{kip}}{\text{in}} L_w$$

$$2w_d \geq \frac{4,4\text{kip} * 9\text{in}^2 * 4,28 \text{ in}}{391 \text{ in}^4} = 0,43 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$w_d \geq 0,21 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$L_w \geq \frac{R_{dw}}{w_d}$$

$$L_w \geq \frac{11,5}{0,21} \text{ in}$$

$$L_w \geq 52,776 \text{ in} \approx 140 \text{ cm}$$

Según la sección E2.6 de la norma AISC 2005 el espaciamiento máximo entre cordones es:

$$E_{max} = 0,75 * t * \frac{E}{F_y}$$

Donde E_{max} es el espaciamiento máximo

t es el espesor del material

$$E_{max} = 0,75 * 10 * \frac{29000}{36} = 212,8 \text{ mm}$$

Por lo tanto se establece un espaciamiento de 20 cm, estableciendo un número máximo de intermitencias $n = 10$, se tiene:

$$n * L_{int} = 140 \text{ cm}$$

Por lo tanto se tiene una longitud de intermitencia L_{int} de 14 cm, para facilidad constructiva se establece que L_{int} será de 15 cm, con un espaciamiento de 20 cm.

4.3.8. DISEÑO DE CONEXIÓN COLUMNA-COLUMNA

Se procede a diseñar la soldadura para el estado más crítico, este estado se encuentra a 6 metros.

La soldadura entre las columnas cuadradas será una soldadura de penetración completa CJP.

Para una junta CJP la altura de garganta es igual al espesor del materia más delgado a soldar, en este caso $h = 10\text{mm} = 0,4 \text{ in}$

La soldadura se realizará en todo el contorno tal como se indica en la figura 4.20.

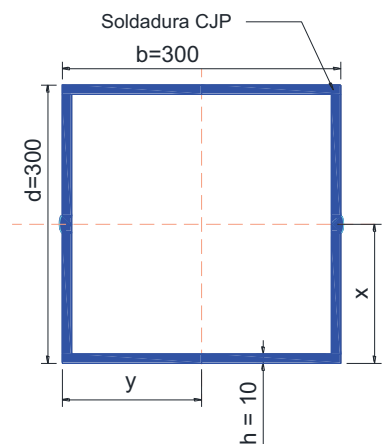


Figura 4.20. Soldadura en el contorno en conexión Columna – Columna

Donde:

$$A = 2h(b + d)$$

$$c = x = y = \frac{d}{2}$$

$$I = \frac{d^2}{6}(3b + d)$$

Se tiene las siguientes propiedades:

$$A = 2 * 0,4 \frac{100}{25,4} + \frac{100}{25,4} = 6,2 \text{ in}^2$$

$$c = y = \frac{100}{2 * 25,4} = 1,96 \text{ in}$$

$$I = \frac{\frac{100}{25,4}^2}{6} 3 * \frac{100}{25,4} + \frac{100}{25,4} = 40,68 \text{ in}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{502,8 * 1,96^2}{40,68} + \frac{17,35^2}{6,2} \leq 0,8 * 36$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 24,38 \text{ ksi} \leq 28,8$$

La soldadura cumple con los requerimientos.

4.3.9. DISEÑO DE CONEXIÓN COLUMNA – PLACA BASE

Según el Anexo 7, se tiene los valores críticos de diseño que son:

$$M = 508,68 \text{ kip-in}$$

$$Vu = 17,35 \text{ kip}$$

Teniendo en cuenta el espesor de la conexión que es 10mm el filete de soldadura recomendada según la tabla J2.4 del manual AISC LRFD 2005.

La soldadura se realiza en todo el contorno tal como se muestra en la figura 4.21:

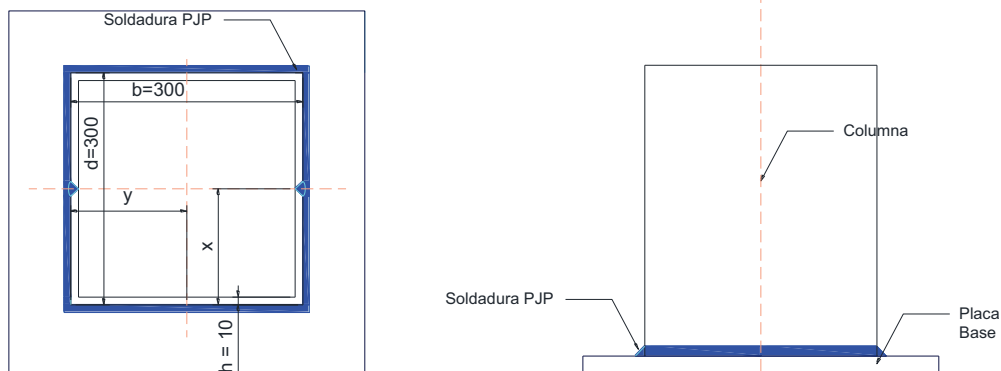


Figura 4.21. Soldadura en el contorno en conexión Columna – Placa Base

Dónde:

$$A = 2w \operatorname{sen} 45 * (b + d)$$

$$c = x = y = \frac{d}{2}$$

$$I = \frac{d^2}{6} (3b + d)$$

Se tiene las siguientes propiedades:

$$A = 2 * \frac{1}{4} * \operatorname{sen} 45 * \frac{100}{25,4} + \frac{100}{25,4} = 5,48 \text{ in}^2$$

$$c = y = \frac{100}{2 * 25,4} = 1,96 \text{ in}$$

$$I = \frac{\frac{100}{25,4}^2}{6} 3 * \frac{100}{25,4} + \frac{100}{25,4} = 40,68 \text{ in}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{508,6 * 1,96^2}{40,68} + \frac{17,35^2}{5,48} \leq 0,8 * 36$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 24,7 \text{ ksi} \leq 28,8$$

La soldadura cumple con los requerimientos.

4.3.10. SOLDADURA DE MÉNSULAS EN LA BASE DE COLUMNAS

Para el diseño de las ménsulas se tendrá en cuenta los elementos diseñados en el capítulo 3.

- Las columnas 300x300x10 mm

- La placa base de 457,2x457,2x25 mm
- Los pernos de anclaje varilla de 650 mm (longitud roscada de 80mm) con un diámetro de 20mm, tal como se muestra en la figura 4.22.

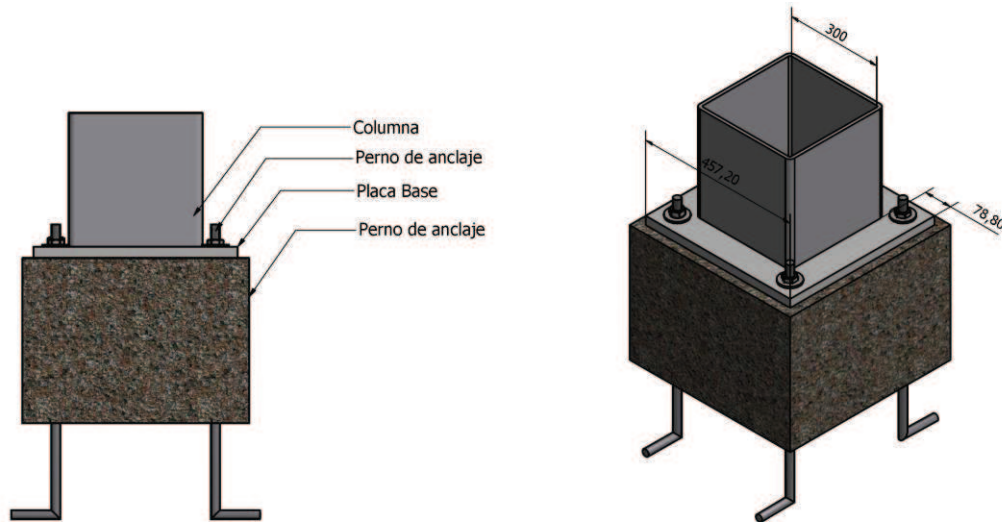


Figura 4.22. Elementos de la Base de las Columnas

Como recomendación de la especificación AASHTO se tiene:

$$L_{wm} = a + 2b \operatorname{sen} 30 \quad (4.11)$$

Las dimensiones se pueden observar en la figura 4.23

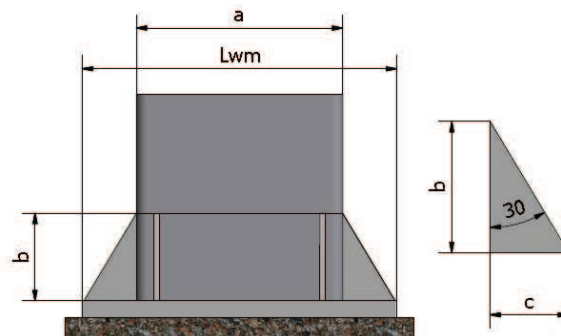


Figura 4.23. Pre dimensionamiento de la Ménsula de la Base de la Columna

Para este caso se conoce la dimensión del lado $c = 3in$

Por lo tanto:

$$b = \frac{3}{\operatorname{tag} 30} = 5,1 \approx 5in$$

Para la combinación de carga máxima se tiene una momento máximo en la base de la columna de 508,6 kip-in y una carga cortante de 17,35 kip en la dirección Y.

La carga total actúa en el centro de la ménsula, por lo tanto:

$$P = \frac{M_u}{e_z} + Vu = \frac{508 \text{ kip-in}}{2,5 \text{ in}} + 17,35 \text{ kip} = 220,55 \text{ kip}$$

Se asume que se coloca 2 ménsulas por lado (4 en total).

Por lo que cada cordón de soldadura deberá soportar una carga factorizada P_u :

$$P_u = \frac{P}{4 * 2} = \frac{220,55 \text{ kip}}{8} = 27,56 \text{ kip}$$

Se sabe que:

$$P_u = CC_1DL$$

$$27,66 \text{ kip} = CC_1DL$$

$C_1 = 0,857$ para electrodo E60 según la tabla 8-37 del manual LRFD.

C es 2,45 de para $\theta = 0$ según la tabla 8-42 del manual LRFD.

L es 3 in, por lo tanto

$$P_u = CC_1DL$$

$$D = \frac{P_u}{CC_1L} = \frac{27,55}{2,5 * 0,875 * 3} = 4$$

Como D es el tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada, el tamaño de soldadura será de 1/2 in.

El resultado del diseño se observa en la figura 4.24.

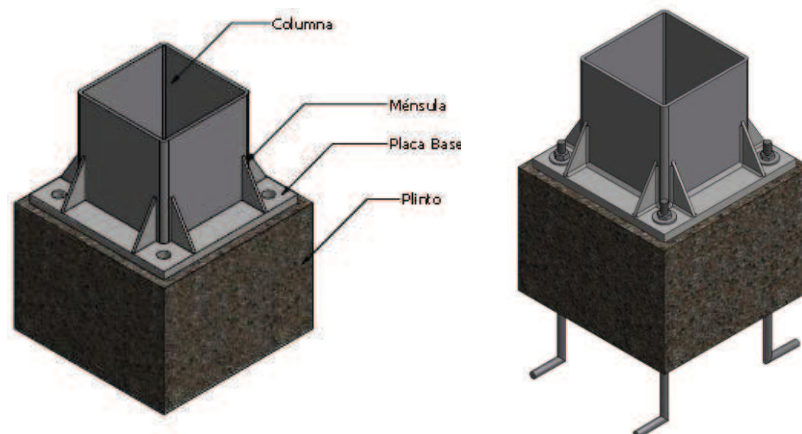


Figura 4.24. Elementos de la Base de las Columnas Final

4.3.11. DISEÑO DE ELEMENTOS DE ASIENTO PARA EL MONTAJE

4.3.11.1. Diseño de ángulos de asiento no atiesado

Para agilizar el montaje se colocaran ángulos de soporte que tendrán que ser calculados según la norma LRFD-F1-1 tal como se muestra en la figura 4.25.

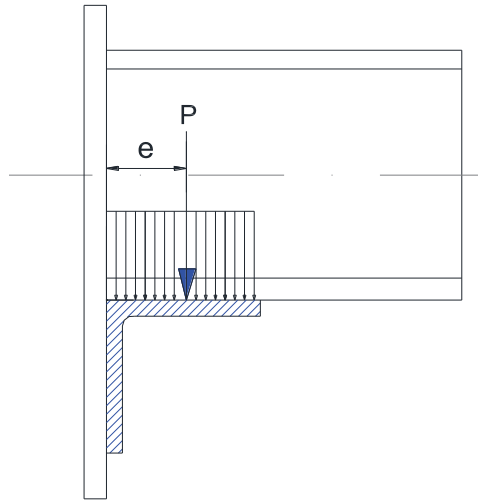


Figura 4.25. Ángulos de asiento durante el montaje

Donde:

$$t^2 = \frac{4P_u e}{\phi_b F_y L} \quad [\text{Ec. 4.6}]$$

Dónde:

t = espesor del ángulo

P_u = reacción factorizada = V_u

$\phi_b = 0,9$

e = Excentricidad de reacción de 3/8" según la asunción AISC LRFD-F1-1

F_y = Esfuerzo de fluencia del ángulo de asiento acero 36 ksi

Para la carga de diseño de la conexión IPE 330-Columna se tiene una carga factorizada de diseño de 25,6 kip.

Suponiendo un ángulo de 4 in de ancho, se tiene:

$$t^2 = \frac{4 * 25,6 * 3/8}{0,9 * 36 * 4}$$

$$t = 0,5 \text{ in}$$

Por lo tanto el ángulo requerido será de 4x4x1/2 in.

Para el diseño del filete de soldadura se tiene:

$$R_s = 0,75 * 0,6 F_{EXX} * w \text{ sen } 45 * L$$

Asumiendo soldar todo el ala del ángulo es decir 4 in y a los dos lados se tiene:

$$2R_s = 25,6 \text{ kip}$$

$$12,8 \text{ kip} = 0,75 * 0,6 * 60\text{ksi} * w \text{ sen } 45 * 4\text{in}$$

$$w = 0,2 \text{ in}$$

El filete de soldadura se aproxima a valores fraccionario y se establece un valor de $\frac{1}{4}$ in.

4.3.11.2. DISEÑO DE SOPORTES TRIANGULARES O MÉNSULAS

En esta sección se presentan recomendaciones para el análisis y diseño. Las recomendaciones que se presentan en esta parte se basan en tres suposiciones:

- i. La placa se encuentra firmemente unida al soporte
- ii. La carga P se encuentra distribuida y tiene su centroide.
- iii. La relación b/a está entre 0.5 y 2.0

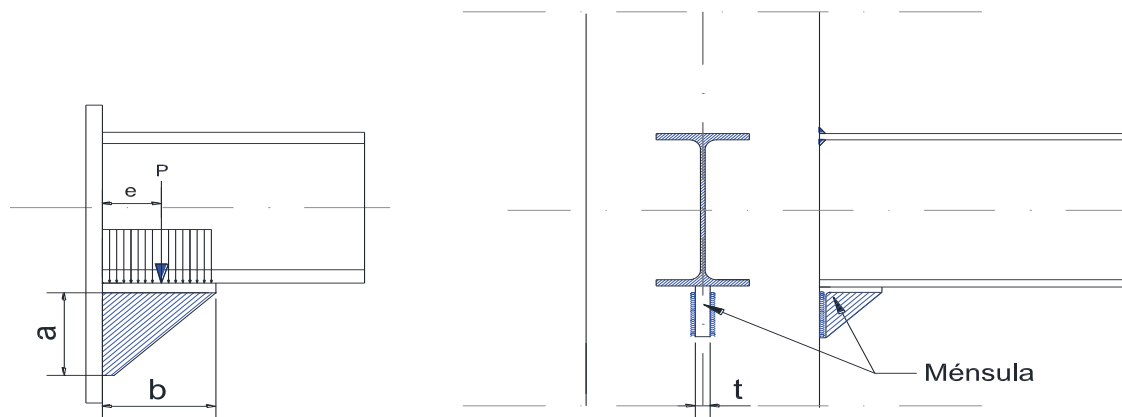


Figura 4.26. Ménsula de rigidización

La ménsula seleccionada será de una placa de acero A-36 de 10 mm de espesor, Se dimensionará una mensula de

$$a = 3 \text{ in} \quad b = 3 \text{ in} \quad \text{y} \quad t = 10 \text{ mm}$$

Verificación del estado límite de pandeo local de la placa

$$\text{Para } 0.5 \leq \frac{b}{a} \leq 1.0; \quad \frac{b}{t} \leq \frac{250}{F_y}$$

$$\text{Para } 0.5 \leq \frac{3}{3} \leq 1.0; \quad \frac{3}{(10 \ 25,4)} \leq \frac{250}{36}$$

La soldadura es a los dos lados de la ménsula por lo tanto:

$$P = \frac{Vu}{2} = \frac{23}{2} = 11,5 \text{ kip}$$

Donde:

$C_1 = 0,857$ para electrodo E60 según la tabla 8-37 del manual LRFD.

C es 2,77 de para $\theta = 0$ según la tabla 8-42 del manual LRFD.

L es 3 in, por lo tanto

$$P_u = CC_1DL$$

$$D = \frac{P_u}{CC_1L} = \frac{11,5}{2,77 * 0,875 * 3} = 1,6$$

Como D es el tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada, el tamaño de soldadura sera el mínimo de 1/8 in.

CAPÍTULO 5

5. PROCESO DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

5.1. INTRODUCCIÓN⁵⁷

En esta sección se desarrolla las diferentes etapas previas de fabricación y montaje así como también de la elaboración de planos de diseño del proyecto en dos dimensiones; en estos se detallan los distintos elementos que serán fabricados en taller. Se citarán los diferentes procesos a realizarse para la fabricación y montaje de la estructura, en taller y en obra respectivamente.

Se debe obtener una lista de materiales a partir de los planos de taller, se desarrollan planos que incluyen configuración general de la estructura, tamaño de placas y ángulos, número y tamaño de tornillos, longitud y localización de soldaduras. También se realiza un esquema de montaje que ayudará a determinar la localización de las grúas y de otros equipos. Además se indicará el ensamblado de cada piso.

5.2. MATERIALES

5.2.1. ACERO ESTRUCTURAL

En la sección 2 del presente proyecto de titulación se puede verificar la selección del acero estructural ASTM A36.

5.2.2. PERFILES UTILIZADOS

DIPAC es el proveedor de los perfiles laminados en caliente que se utilizan para la estructura. Los perfiles que se utilizarán son los que se muestran en la Tabla 3.31. En esta tabla se muestra que las columnas del subsuelo y de la planta baja del presente proyecto son secciones armadas equivalentes a perfiles T 300x300x10. A partir de la planta alta 1 se realiza un cambio de sección de la columna a un perfil T 300x300x8, como se muestra en la sección 3.5. Las vigas son de sección tipo I, y las celosías son tipo T100x100x5.

⁵⁷ Riba I Romeva C, 2002, "Diseño Concurrente", ETSEIB UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña, pp 140.

Las columnas serán formadas por 2 canales U, unidos mediante soldadura, como se especifica en la sección 4.3.7.

5.2.3. DECK METÁLICO⁵⁸

El deck metálico se usa para crear una losa compuesta, junto con las vigas y la malla electrosoldada, como se muestra en la Figura 3.3 de la sección 3.2.1.1.

Para información de este tipo de losa, revisar el Anexo 2.

5.2.4. MATERIALES Y CONSUMIBLES PARA LA SOLDADURA

Los principales materiales consumibles son los electrodos, los mismos que se adquieren para cada proceso de soldadura. El proceso a utilizarse en el presente proyecto para construcción y montaje es el proceso más utilizado en el mercado, que viene a ser el proceso SMAW. Los electrodos que figuran para este proceso son: E6011, E7018. Sin embargo el más común y que se utilizará en el presente proyecto es el electrodo E6010. Para información adicional se puede revisar en las normas AWS:

- (AWS A5.1) Electrodos de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.
- (AWS A5.5) Electrodos de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.

| Requisitos de compatibilidad de los metales de aporte | | | |
|---|--|----------------------|----------|
| GRUPO | MATERIAL BASE (Especificación ASTM) | Proceso de soldadura | |
| | | SMAW | GMAW |
| I | A36 ≤ 20mm espesor | E60XX o E70XX | ER70S-X |
| II | A36 > 20 mm espesor | E70XX | ER70S-X |
| | A572 Grados 42, 50 y 55 | | |
| | A588 | | |
| III | A572 Grados 60 y 65 | E80XX | ER80S-X |
| IV | A709 | E90XX | ER90S-XX |

Tabla 5.1. Requisitos de compatibilidad de los metales de aporte⁵⁹

De la Tabla 5.1 se concluye que para un acero A36 de espesores menores a 20mm, bajo el proceso de soldadura SMAW, se puede utilizar un electrodo E6010

⁵⁸ Pineda L Miguel A, 2005, "DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE SECCIÓN COMPUESTA CON LRFD (Load and Resistance Factor Design)", Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Zacatenco, México DF, pp 137, 143-148.

⁵⁹ Extracto de la tabla 3.1 AWS D1.1 2006

o E7010. En este caso se utilizará el E6010, el cual proporciona mayor penetración y es recomendado para soldar en todas las posiciones⁶⁰.

5.3. CIMENTACIÓN⁶¹

Dentro de los procesos para la fabricación y montaje, la cimentación viene a ser el primer proceso para levantar una estructura, siendo de vital importancia debido a que el edificio se asentará sobre los cimientos, transmitiendo todas las cargas de diseño.

La estructura del edificio se ancla a los cimientos a través las placas base que van sujetadas mediante los pernos de anclaje (sección 3.7.8). Los puntos a inspeccionar en la obra civil para la estructura metálica son: Soporte de anclaje (plinto), altura de rosca de perno de anclaje, nivel en la superficie de los plintos, alineación longitudinal de pernos de anclaje, alineación transversal, escuadra entre ejes de plintos, escuadra entre pernos, distancia entre ejes de pernos, luz entre ejes (información en Anexo 9, planos estructurales).

Una vez que se ha verificado la cimentación se sigue montando los diferentes elementos estructurales, la forma que se haga y la herramienta que se utilice depende de la que se disponga, el método es indiferente, lo más importante es el control que se haga de los elementos ya montados.

5.4. FABRICACIÓN Y MONTAJE PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS

La etapa inicial luego de la planeación y determinación de los parámetros estructurales es la adquisición de materiales, cuando ya se encuentran en planta, se procede a su inspección. En esta sección se debe distinguir dos fases: Fabricación en Taller y Montaje en Obra.

En taller se precederá al trazado y corte de los perfiles para la obtención de los distintos elementos; el proceso más utilizado para el corte de las piezas es el oxicorte. Los desperdicios se reciclan para otros cortes. Una vez con los perfiles para cada tramo de la estructura, se preparan las juntas de acuerdo con el WPS

⁶⁰ http://www.solfumex.com/Spanish/frames_index.htm (Disponible hasta 05-04-2013)

⁶¹ Aguirre C. y Figueroa A., 2008, "Análisis técnico-económico entre proyectos de construcción de estructura metálica y hormigón armado para edificios", Proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador, pp 36

respectivo (Anexo 1). La columna soldada debe someterse a inspecciones minuciosas para detectar imperfecciones, utilizando ensayos técnicos como: tintas penetrantes, radiografías, ultrasonido (para mayor información respecto a estos ensayos, revisar la norma AWS A2.4).

5.4.1. DISEÑO DE ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA

5.4.1.1. Diagrama de flujo de procesos para el diseño de elementos de la estructura

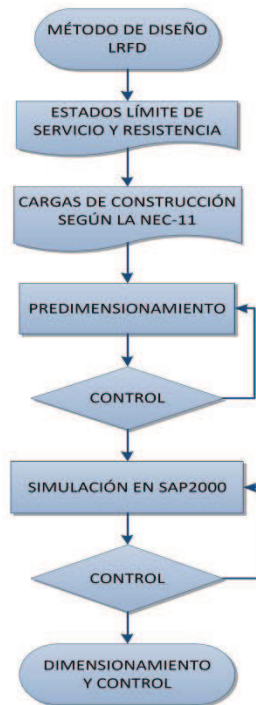


Figura 5.1. Diagrama de procesos para el diseño de los elementos de la estructura

5.4.1.2. Descripción de los procesos para el diseño de los elementos de la estructura

En la sección 1.5, se habló acerca del método de diseño LRFD y sus características. Este método se basa en la evaluación de estados límites de servicio y resistencia (ver sección 1.5) y es el más utilizado en la actualidad para diseño de edificaciones.

Antes de empezar a dimensionar la perfilería, se debe hacer un predimensionamiento de los elementos que forman la estructura, basándose en el cálculo de las cargas de construcción, las cuales son: carga muerta y carga viva (ver secciones 3.2.1 y 3.2.2). A estos requerimientos se suma la influencia de las fuerzas sísmicas y la presión del viento, como se lo hizo en la sección 3.2.3 y 3.2.4, respectivamente.

Luego de tener los requerimientos antes mencionados, se procede a realizar un predimensionamiento de columnas y vigas, el cual se verificará según sea el caso del elemento, bajo requisitos de compacticidad, resistencia a cortante y deflexión para vigas y requisitos de pandeo por flexión, pandeo local y pandeo global (ver la sección 3.3).

Una vez verificado el predimensionamiento de elementos, se procede a la simulación de la estructura en el programa SAP2000, donde se verificará la existencia o no de elementos sobredimensionados. De esta manera se realiza un control para poder optimizar la perfilería, logrando con esto una reducción en peso y costo de la estructura. Finalmente se tendrá el dimensionamiento definitivo con lo cual concluirá el diseño de los elementos estructurales.

5.4.2. FABRICACIÓN DE ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA

La fabricación de las partes de la estructuras se las realiza en planta, con personal capacitado y con experiencia dentro de trabajos con estructuras metálicas. Mediante un programa de control de calidad se vigila constantemente al personal y además se los continúa capacitando, especialmente a los soldadores.

5.4.2.1. Diagrama de flujo de procesos para la fabricación de elementos de la estructura

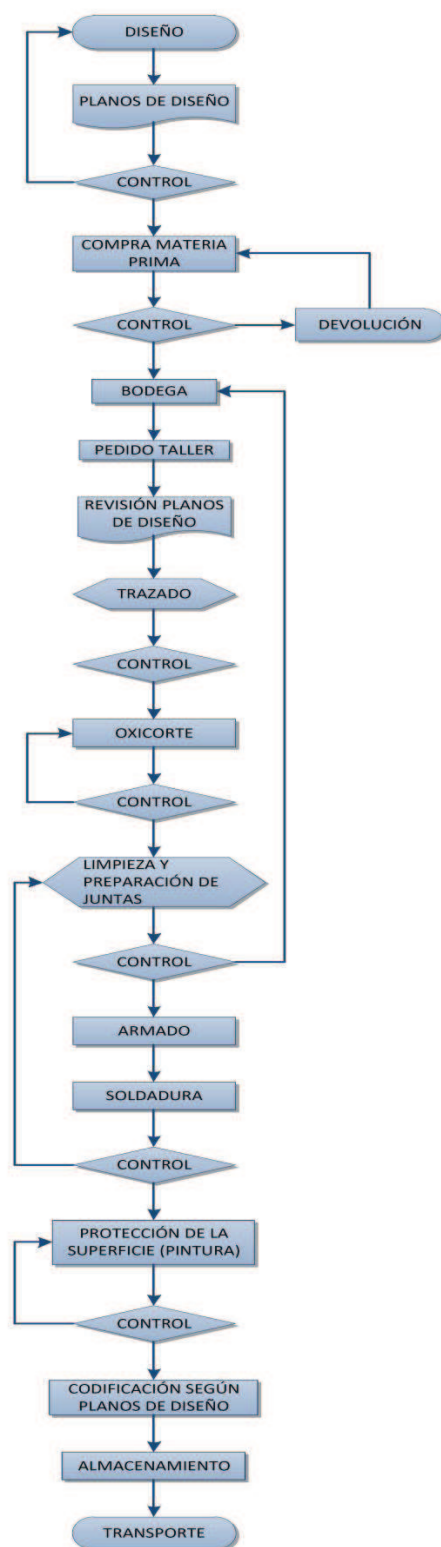


Figura 5.2. Diagrama de flujo de procesos para la construcción de los elementos de la estructura

5.4.2.2. Descripción de procesos para la fabricación

El diagrama de flujo de la Figura 5.11 muestra cada uno de los procesos requeridos para la fabricación de los elementos de la estructuras. En base al diseño, se elaboraron los planos de diseño (Anexo 9) de los elementos estructurales, donde se detallarán medidas, geometrías, vistas principales, detalles, conexiones, entre otros.

Una vez establecidos los planos, se procede al pedido o compra de materia prima, el cual se lo realiza tomando en cuenta las dimensiones de las piezas que conforman la estructura, con el objetivo de ajustar las medidas de los materiales pedidos y así evitar los desperdicios. Esta materia prima se la recibirá en el galpón del taller; deberá hacerse una selección de acuerdo con las longitudes y secciones, para evitar pérdidas de tiempo en el aprovisionamiento del material en el taller.

El trazo se hará de acuerdo con los planos de diseño (ver Anexo 9) y con la aprobación del jefe de taller. El trazador deberá también preparar las piezas para el proceso de soldadura, realizando los respectivos biseles según el WPS correspondiente (Anexo 1). Posteriormente se procederá a cortar el material, de acuerdo a las indicaciones del plano y bajo la vigilancia del jefe del taller.

Luego se procede al proceso de armado, el cual consiste en presentar sobre el trazo, el conjunto de elementos que forman una pieza o un segmento de ella. El armador deberá comprobar o rectificar cada uno de los cortes de los diferentes elementos, ajustándose siempre al trazo aprobado. Para facilitar el armado, deberán unirse las piezas entre sí por medio de puntos de soldadura, lo suficientemente fuertes para que las piezas puedan moverse y voltearse sin correr el riesgo de que se rompan los puntos.

Las piezas punteadas y revisadas, deberán ser soldadas de acuerdo con el WPS que correspondiente. En los planos de diseño se tendrá en cuenta lo siguiente:

Tipo de soldadura especificada, tipo de corriente necesaria para la soldadura, tamaño del cordón, distribución de los cordones y longitudes de los mismos. Para el soldado efectivo de las piezas se puede usar algunos dispositivos como grúas móviles, diablos, rodillos, bancos y otros, que permiten la colocación de las piezas en posición adecuada y favorable para la aplicación de la soldadura, tratando de evitar las soldaduras dificultosas en posiciones tales como sobre-cabeza y

verticales. La aplicación de la soldadura deberá hacerse evitando excesivos calentamientos concentrados, que provocarían contracciones diferentes, ocasionando distorsiones en las piezas.

Luego de la soldadura se debe realizar una limpieza de la superficie, la cual se puede realizar por métodos como: solventes, herramientas manuales, herramientas mecánicas, con flama o chorro de arena. Posterior a esto se procede a pintar las piezas metálicas, con el propósito de proteger la superficie. La aplicación de la pintura sobre superficies de acero se hace normalmente con brocha o con pistola de aire, con cualquiera de éstos dos métodos de aplicación se puede garantizar un recubrimiento satisfactorio de las superficies, se utiliza la pistola de aire cuando el área o superficie es demasiado grande, con lo cual se obtiene un ahorro en el tiempo de aplicación.

Este proceso también es sujeto a una inspección, en la cual se revisa tanto las especificaciones de la pintura que se va a utilizar como el terminado que se le dé a la superficie ya pintada. Para control del espesor de la pintura se usa el micrómetro.

Las piezas, antes de salir del taller, deberán llevar en varias partes visibles de la misma, su marca y orientación correspondiente, de acuerdo con los planos de diseño. Con esto las piezas están en condiciones de embarque.

5.4.3. MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

El montaje constituye la operación más importante de la construcción, ya que al culminar la misma, se obtendrá la estructura final. Este se lo va llevar a cabo en el sitio de la obra

La estructura metálica está compuesta por elementos totalmente prefabricados, por lo tanto el proceso de montaje consiste en el acomodo ordenado, y previsto en la fabricación, de éstos elementos y que dan como resultado el conjunto estructural proyectado.

El control de calidad en el montaje se reduce a la vigilancia en la geometría de la estructura, en lo que se refiere a plomos, ejes, niveles, etc., y a la eficiencia de las juntas.

5.4.3.1. Diagrama de flujo de procesos para el montaje de la estructura

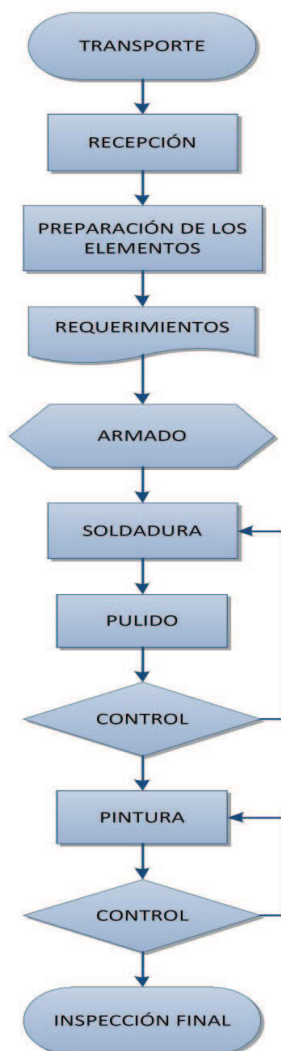


Figura 5.3. Diagrama de flujo de procesos para el montaje de la estructura

5.4.3.2. Descripción de procesos para el montaje

Se elaborará un programa de montaje con fechas de entrega, con el fin de hacer una secuencia de los embarques que se enviarán a la obra, ya que de esta forma se eliminan casi al máximo los almacenajes de las piezas en el sitio.

Uno de los aspectos más importantes para que un montaje sea óptimo, es la coordinación de los pedidos desde la obra, con la finalidad de no interrumpir los embarques de las piezas, teniendo de ésta forma un avance continuo y garantizado. Se debe asignar un lugar en la obra para poder descargar las piezas y almacenarlas hasta su montaje.

Luego se preparan las piezas para el montaje. Para ensamblarlas se requiere hacerlo con una secuencia lógica y teniendo mucho cuidado de las marcas que nos indican los planos de diseño. Como las dimensiones de las piezas son demasiado grandes en cuanto a su longitud se refiere, se tiene que realizar la fabricación en secciones para poderlas transportar. Es por esta razón que existen las soldaduras de campo o preparación de piezas. Para poder realizar estas soldaduras en el campo es recomendable habilitar una zona cerca del lugar de montaje de las piezas, para evitar el mayor manejo o traslado de las piezas. Estas soldaduras se tienen que realizar según se describe en los planos de diseño (Anexo 9).

Hay que tomar en cuenta tres aspectos fundamentales para la realización de los trabajos de soldadura de campo que son:

- 1.- Que las secciones que se rebajarán coincidan en marcas con las indicadas en el plano de diseño.
- 2.- Asegurarse que las piezas estén completamente listas para ser soldadas (alineadas y niveladas en ambas direcciones).
- 3.- Por último, que las partes que se van a soldar, estén limpias y con la preparación adecuada.

En el Anexo 9 se muestran los planos de diseño que muestran las secciones de las trabes con sus marcas y las uniones de campo que le corresponden.

Se debe planear el arreglo, la cantidad, tipo y localización de los empalmes y conexiones de campo, para evitar la duplicación innecesaria del equipo de construcción y proporcionar el plan de montaje más simple posible.

Antes de empezar a montar o colocar piezas, hay que revisar la parte en la que se va a desplantar la estructura, y en este caso se solucionó con zapatas aisladas, la revisión consiste en alineaciones y nivelaciones. Teniendo éstas revisiones y las piezas preparadas se procede al montaje sujeto al siguiente orden:

- a) Se montarán en primer término las columnas de planta subsuelo que se marcarán con las letras KT; éstas no serán soldadas definitivamente a la cimentación, sino sólo punteadas por facilidad en la alineación posterior. A continuación de las columnas se montarán los puntales junto con los tensores que se deben marcar con las letras PT y TE respectivamente,

éstos serán unidos a las columnas por una placa de montaje en la parte inferior, a la que se trazará la marca PR. Estos elementos quedarán completamente libres de movimiento, lo cual facilitará el montaje de las trabes, la cual debe llevar las marcas TC. Se finaliza el montaje con la alineación de la estructura y la soldadura definitiva de sus piezas.

5.4.3.3. Requerimientos en las zapatas

Uno de los trabajos previos al montaje de una estructura metálica es el hacer las zapatas antes de iniciar el montaje. Las zapatas deben tener un sistema de anclaje realizado por la obra civil. Se tendrá que verificar que los niveles de los dados de cimentación son los correctos al igual que su alineamiento.

5.4.3.4. Requerimientos en las columnas

Antes de montar las columnas se tiene que determinar la altura o nivel de desplante en los dados de cimentación, ya localizado este nivel se colocan unas cuñas metálicas en las que descansará la columna, quedando a su nivel de desplante.

En los dados de cimentación deben estar marcados los ejes de referencia en ambos sentidos. La verticalidad de la columna se logra colocando en ambos sentidos de la misma, plomos, y por medio de lecturas de cintas se garantiza una correcta posición.

5.4.3.5. Requerimientos de los puntales

Estos puntales como se dijo anteriormente son montados junto con los tensores. El puntal en su parte superior lleva una placas de montaje, las cuales al terminar el montaje son retiradas de la estructura.

Unas de las ventajas que representó el haber colocado estas placas de montaje, fue el lograr tener una estructura autosoportable antes de soldarla definitivamente. Con esto se tendrá una estructura con un ligero movimiento que permitirá su fácil alineamiento y nivelación.

5.4.3.6. Requerimiento de las trabes

El montaje de las trabes se simplificó con el movimiento que se logró dar a los puntales antes mencionados, ya que de haber estado fijos se dificultaría el lograr coincidir hasta cuatro a más puntales en la misma trabe.

El fabricante en las trabes también colocó las placas de montaje correspondiendo con la de los puntales.

Al quedar estas trabes debidamente soldadas, se liberaban de la grúa y se procede a colocar las vigas secundarias. En el procedimiento de la soldadura definitiva, sólo hay que tener cuidado de revisar que la superficie en la que se va a aplicar la soldadura esté libre de polvo, humedad, pintura, escoria y que las piezas estén en su posición correcta para ser soldadas.

5.5. INSPECCIÓN

En esta sección se tratará sobre controles y pruebas que se deben tener en la etapa del montaje y soldadura respectivamente.

5.5.1. CONTROLES EN EL MONTAJE

Previo al montaje se revisarán, según los planos de diseño, las dimensiones de las piezas y la soldadura con la que se unirán esas piezas.

Se tendrá que revisar el alineamiento, nivelación y posición de las piezas montadas, así como la pintura que debe llevar en las áreas soldadas.

5.5.2. PRUEBAS EN LAS SOLDADURAS

Las pruebas de la soldadura pueden realizarse en diversas formas que dependen del momento elegido para efectuarlo. Como pueden ser antes, durante y después de la ejecución de la soldadura. Las pruebas de las piezas soldadas comprenden: Ensayos destructivos, semidestructivo y no destructivos.

5.4.3.7. Prueba antes de ejecutar la soldadura

Se pedirá al proveedor de la materia prima, las características técnicas y los certificados de calidad de la misma. Se requerirá a los soldadores los WPQ actualizados que garanticen cordones de soldadura de calidad. Se deberá verificar los planos de diseño, con el fin de comprobar si la disposición de las soldaduras está de acuerdo con lo que se estableció en el Capítulo 4, según la norma AWS D1.1.

5.4.3.8. Prueba durante la ejecución de la soldadura

Estas pruebas permiten asegurar la perfecta ejecución de la unión entre elementos. En la ejecución de las soldaduras es cuando se debe realizar una inspección visual para detectar defectos, de esta manera se puede aplicar las correcciones pertinentes y fácilmente ya que las piezas son accesibles.

5.4.3.9. Pruebas después de la soldadura

5.4.3.10. Ensayos destructivos

Este método es generalmente utilizado para la fabricación.

5.5.2.3.1. Ensayo semi-destructivos

Se realiza sobre muestras sacadas previamente de regiones dudosas, sin producir la destrucción de la junta, con la posibilidad de rehacer nuevamente el cordón de soldadura en el lugar de la prueba.

5.5.2.3.2. Ensayos no destructivos

Estos ensayos se los realizan cuando las uniones son juzgadas por su aspecto (Inspección Visual) o por métodos físicos.

Se clasifican de la siguiente forma

- a) Inspección visual con o sin ayuda de aparatos ópticos especiales.
- b) Prueba física utilizando algunas propiedades particulares de la materia: eléctrica, magnética, acústica, transparencia a los rayos x 0 rayos gamma.

5.5.2.3.3. Inspección visual

El aspecto de la soldadura, su dureza y sobrepeso, permiten muchas veces a un observador experto, descubrir defectos de ejecución, un método de prueba visual es mediante la aplicación de líquidos penetrantes, para descubrir los defectos que desembocan en la superficie; grietas o fisuras finas en el cordón de soldadura o en sus proximidades. Este método utiliza un líquido muy humectante, cuyo filtrado es evidente donde existe algún defecto. Debido a las propiedades fluorescentes del líquido, se usa luz negra para observar las fisuras presentes en el cordón de soldadura.

5.5.2.3.4. Prueba radiográfica con rayos x

Las propiedades de penetración de los rayos X y GAMMA han dado como resultado su utilización en la prueba de los materiales, primero en fundición y después en soldadura.

Esta prueba no destructiva, es actualmente la mejor de que se dispone para juzgar la calidad de la soldadura, en lo que se refiere a los defectos producidos por la mala ejecución o por el empleo de electrodos defectuosos.

5.5.2.3.5. Prueba por ultra-sonido

El método consiste en hacer atravesar la pieza por una energía ultrasónica, y definir la energía disipada, debida a la presencia de un defecto en el interior de la pieza.

5.5.2.3.6. Pintura

Por lo general las estructuras salen de la planta de fabricación completamente pintadas, por lo que la pintura en el montaje es sólo un resane, en las partes soldadas o por los golpes recibidos en el transporte, carga o descarga, esta pintura es aplicada con brocha.

5.5.2.3.7. Entrega de la obra

Para la entrega de una obra se hace una oficio de entrega en la que se especifica la fecha de terminación y el haber cumplido con los trabajos estipulados en el contrato, se dirige al propietario o a su representante, el cual firmará la carta dando como aceptados los trabajos y su terminación.

CAPÍTULO 6

6. ANÁLISIS DE COSTOS

6.1. DESARROLLO CONCEPTUAL

En este capítulo se identificarán los diversos conceptos, factores y cálculos para la elaboración de precios unitarios.

Los precios unitarios aplicados a la construcción son una herramienta básica para armar los presupuestos. Conforme se van calculando los precios unitarios, se va teniendo también conocimiento de cada concepto de obra, pues al ir analizándolos se debe imaginar cómo se forma cada pieza.

El estudio y conocimiento de aplicación de los costos directos, indirectos, de financiamiento y utilidad, llevan a la formación de una metodología de análisis de los precios.

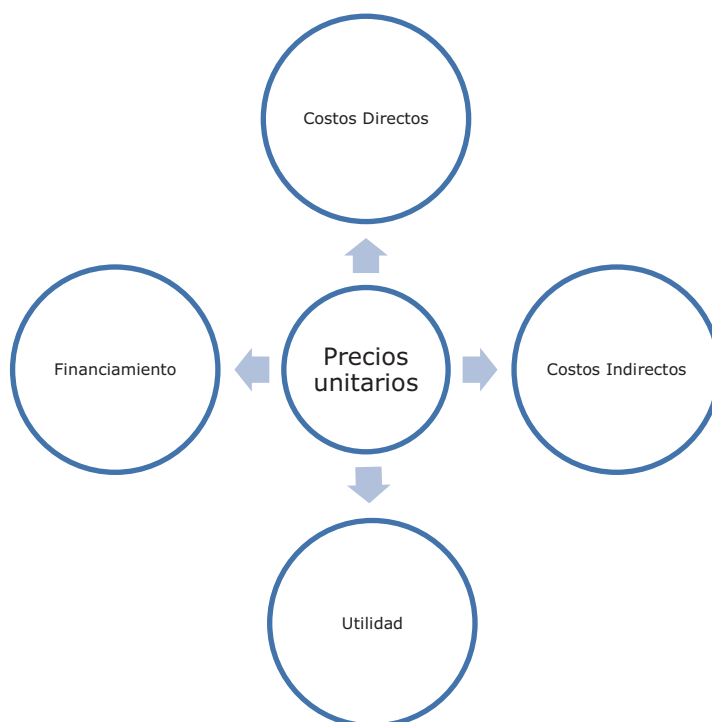


Figura 6.1. Diagrama de elementos influyentes en los precios unitarios

6.2. COSTOS

6.2.1. COSTO UNITARIO

Se define como costo unitario o costo final a la cantidad que debe remunerarse a un contratista, por todos los gastos en que incurre para la ejecución de un determinado concepto de obra, estos gastos han sido divididos en costos directos y costos indirectos.

6.2.1.1. Rendimiento

El rendimiento se refiere a la proporción que surge entre los medios empleados para obtener algo y el resultado que se consigue. Este indicador se puede definir como el rubro por unidad de tiempo. El beneficio o el provecho que brindan los rubros o los operarios también se conocen como rendimiento.

$$\text{Rendimiento} = \frac{\text{Rubro}(kg)}{\text{Unidad de tiempo (horas)}}$$

Este indicador nos muestra la eficacia con la que se ejecuta el proyecto, para lo cual se debe definir previamente los parámetros que intervendrán en el mismo, como son equipos, herramientas (cantidad de los mismos), mano de obra (calificada o no). Estos parámetros serán definidos con la ayuda de la experiencia de personal calificado en la ejecución de obras similares, y sobre todo de un factor de mayor relevancia como es la disponibilidad de dinero.

6.2.2. COSTOS DIRECTOS

Son los cargos aplicables al concepto de trabajo que se derivan de las erogaciones por: mano de obra, materiales, herramientas, equipo, instalaciones, patentes efectuadas exclusivamente para la realización del proceso productivo.⁶²

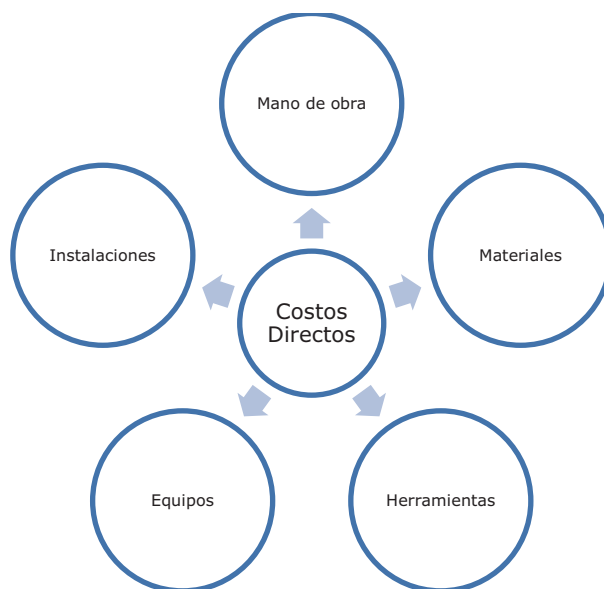


Figura 6.2. Diagrama de elementos influyentes en los costos directos

⁶² CONALEP, "Manual de análisis de precios unitarios", 2011, México, pp10

6.2.2.1. Descripción de costos de Mano de obra

Para el proceso productivo se necesitará personal técnico y capacitado para la preparación de materiales, construcción de piezas y el montaje de la estructura.

Según la Cámara de Comercio de Quito para el sector de la construcción se tiene una clasificación de precios de mano de obra según el tipo de trabajo realizado.

| Lista de precios de Mano de Obra según CCQ. | | | |
|---|--------|-------------|--|
| CATEGORÍA | UNIDAD | COSTO [USD] | TIPO DE TRABAJO |
| I | hora | 1,65 | Ayudante de soldador, ayudantes en general. |
| II | hora | 2,61 | Tornero |
| III | hora | 2,48 | Pintor, Cortador, Armador, Maestro Albañil. |
| IV | hora | 3,30 | Soldador calificado |
| OEP1 | hora | 3,03 | Operador de grúa. |
| TOP4 | hora | 4,14 | Topógrafo |
| CHOFER | hora | 3,3 | Chofer de maquinaria pesada, licencia tipo E |

Tabla 6.1. Lista de precios de Mano de Obra⁶³

6.2.2.2. Descripción de costos de Materiales

Se utilizara perfiles laminados en caliente de acero A36, herramienta menor consumible como son gratas, discos de corte, desbaste además de electrodos.

Los valores unitarios se calcularon en función de los precios según los proveedores consultados.

| Precios de materiales | | | |
|--------------------------------|----------------|------------------|---------------------|
| <i>Material</i> | <i>Unidad</i> | <i>Proveedor</i> | <i>Precio (USD)</i> |
| Varillas Ø 20mm | kg | Adelca | 1,5 |
| Perfiles laminados en caliente | Kg | Dipac | 1,6 |
| Gratas | U | Kiwi | 2,6 |
| Piedras de esmeril | U | Kiwi | 11,7 |
| Oxígeno | m ³ | INDURA | 4,19 |
| Anticorrosivo | Galón | Pinturas Unidas | 25 |

Tabla 6.2. Precio de materiales de diferentes proveedores

⁶³ CCQ, Lista de Precios para la Mano de obra, Enero-Febrero 2011

6.2.2.3. Descripción de Equipos y Herramientas

En el proceso productivo se necesitará maquinaria necesaria para el trabajo de preparación, construcción y montaje tal como son soldadoras, equipo oxicorte, grúas, andamios, amoladoras, compresores, taladros, etc.

Los equipos sufren depreciación debido al uso y su costo referencial es establecido según la Cámara de Comercio de Quito.

6.2.2.4. Descripción de costos de Maquinaria

| Lista de precios de máquinas más utilizadas según la CCQ | | | |
|---|---------------|------------------|-------------------|
| <i>Descripción</i> | <i>Unidad</i> | <i>Capacidad</i> | <i>Costo(usd)</i> |
| Soldadora | hora | 250 amperios | 1,8 |
| Compresor de aire | hora | 3 Hp | 1,35 |
| Amoladora | hora | 250 W | 0,83 |
| Equipo Oxicorte | hora | | 0,83 |
| Taladro de pedestal | hora | 1Hp | 0,6 |
| Grúa | hora | 10 Ton | 4 |
| Montacargas | hora | | 14,3 |
| Andamios - modulo | hora | | 0,0089 |
| Herramienta menor | hora | | 0,83 |

Tabla 6.3. Precio de Maquinaria ⁶⁴

6.2.3. INSTALACIONES

En el proyecto solamente las columnas serán fabricadas en las instalaciones de la planta, pero los perfiles laminados serán almacenados en campo para su montaje. La planta debe contar con espacio para almacenaje y la fabricación además de instalaciones eléctricas y sanitarias necesarias para el normal desarrollo del proceso productivo.

Sin embargo, es común cuando las empresas constructoras no disponen de parque y talleres de maquinaria propia, tienen establecido un sistema de alquileres con cargo a sus propias obras.

Algunos de estos cargos son:

- 1) Alquiler de oficinas
- 2) Depreciación equipo de oficina
- 3) Mantenimiento equipo de oficinas

⁶⁴ CCQ, Lista de Precios para la Maquinaria, Enero-Febrero 2011

- 4) Alquiler del almacén
- 5) Depreciación instalación almacén
- 6) Depreciación equipo del almacén
- 7) Mantenimiento equipo del almacén
- 8) Luz de oficinas y almacén
- 9) Teléfono de la oficina y del almacén
- 10) Mensajería y correo
- 11) Depreciación de autos y camionetas
- 12) Mantenimiento de autos y camionetas

6.2.4. LOS COSTOS INDIRECTOS

Los costos indirectos son los gastos de carácter general en que debe incurrir el constructor para la ejecución de los trabajos Técnico-Administrativos, distribuyéndose en forma proporcional al monto de cada concepto específico que integra determinada obra o bien a realizar.

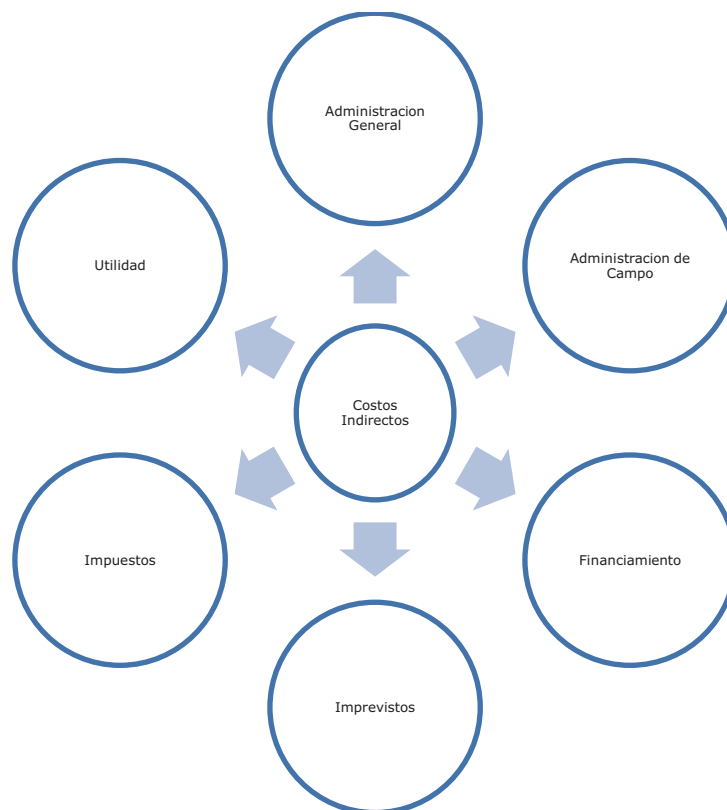


Figura 6.3. Diagrama de elementos influyentes en los costos indirectos

6.2.5. ADMINISTRACIÓN GENERAL

Este tipo de gastos son inherentes a toda empresa, permitiendo su normal desenvolvimiento.

No tienen una relación directa con la producción, aunque ésta sea su finalidad.

Tales gastos son producidos para hacer posibles las funciones mercantiles o industriales, en este caso, la contratación, ejecución, certificación de obras y su liquidación o la venta directa.

Por cualquier método de aplicación, estos cargos vienen a gravar la producción, por lo que, es inevitable contar con ellos para calcular costos.

Dentro de este tipo de cargos, se cuentan entre otros:

- 1) Gerente general
- 2) Jefe del departamento de proyectos
- 3) Jefe departamento de costos
- 4) Contador
- 5) Secretarias
- 6) Chofer
- 7) Almacenista general
- 8) Guardianía
- 9) Jefe del departamento de maquinaria

6.2.6. ADMINISTRACIÓN DE CAMPO

Es un factor de costo indirecto variable, que constituye los costos administrativos de campo.

6.2.6.1. Técnicos y/o Administrativos

Aquí se incluyen:

- a) Ingeniero Residente
- b) Topógrafo
- c) Gastos de supervisión
- d) Almacenista general
- e) Vigilancia
- f) Chocadores de lista de raya para detalle

6.2.6.2. Traslado de personal

En este rubro se incluyen todo tipo de traslados necesarios hacia la obra.

Se tiene:

- a) Traslado de personal
- b) Traslado de equipos

6.2.6.3. Comunicación y fletes

Se refiere a los costos necesarios para la coordinación de equipo y personal.

- a) Fletes de maquinaria
- b) Fletes de materiales
- c) Teléfonos celulares y radios

6.2.6.4. Construcciones provisionales

Se incluyen todos los costos que son necesarios para alojar al personal de oficina, almacén y talleres.

6.3. OTROS GASTOS O CARGOS PRESENTES EN EL PROYECTO

6.3.1. FINANCIAMIENTO

Como norma general estos gastos no intervienen en la formación del costo. Por razones obvias deben mantenerse separados en principio, ya que corresponden a movimientos económicos en operaciones de crédito, endoso de certificaciones, préstamos, descuentos, etc., ajenos al proceso de producción en sí.

Su cálculo y aplicación van ligados, a los balances contables de resultados. Los gastos de financiación recaen sobre cada obra en particular en función del curso de su situación financiera

Vienen impuestos estos gastos por los intereses de capital que las empresas han de aportar para la puesta en marcha y adelanto económico en la ejecución de una obra, en tanto se dispone de los créditos necesarios, se tramita la aprobación de presupuestos adicionales o se gestiona el cobro de estimaciones de obra, cuando se trata de construcciones oficiales.

6.3.2. IMPUESTOS

6.3.2.1. Obligaciones y seguros

Se refiere a los gastos obligatorios para la operación de la empresa y convenientes para la dilución de riesgos a través de seguros que impidan una súbita descapitalización por siniestros.

6.3.2.1.1. Cargo por seguros

Cubre los riesgos posibles de la maquinaria, equipo e inmuebles.

6.3.2.1.2. Cargo por obligaciones

Es aquel que cubre pagos a asociaciones o cuotas a dependencias.

Algunos cargos son:

- a) Cuotas a asociaciones profesionales
- b) Impuestos locales y federales
- c) Publicaciones y biblioteca
- d) Seguros para autos
- e) Seguro para camionetas
- f) Seguro para la oficina por robo de contenidos.
- g) Seguro por robo de valores transportados
- h) Seguro incendio oficina y almacén

6.3.3. IMPREVISTOS

Los gastos imprevistos son todos aquellos que no están contemplados dentro de las cuentas de costo establecidas, la razón es que no se sabe en qué momento ocurrirán y que características tendrán, y al no tener cabida en los costos establecidos deben tratarse como imprevistos. Normalmente se establece desde un principio, una partida para cuando ocurren estos gastos imprevistos, la que es autorizada por la oficina central de la empresa.

6.4. UTILIDAD

La utilidad se define como la cantidad de dinero que retiene el contratista después de haber terminado la obra y pagado todos los costos de materiales, equipo, mano de obra, cargos fijos, impuestos, seguros, etcétera. La cantidad de la utilidad que se incluye en una oferta está sujeta a considerable variación, dependiendo del tamaño de la obra, de la cantidad de competencia y de otros factores.

La utilidad es entonces, una cantidad que se debe agregar al costo unitario como ganancia lícita del ejecutor de los trabajos, por el esfuerzo contribuido para su correcta elaboración y también como pago del riesgo inherente a la ejecución misma de dichos trabajos.

En la construcción de piezas o elementos estructurales y montaje se necesita analizarse los rubros existentes, para lo cual se necesita conocer costos de materiales, mano de obra, y equipo o maquinaria necesaria a utilizar en cada rubro, cada uno de estos rubros consume mano de obra, maquinaria, transporte y materiales.

6.5. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

Para describir el tipo de materiales a utilizar se debe tener en cuenta las dimensiones y en número de unidades a fabricar.

6.5.1. RUBRO N°1.- SUMINISTRO DE PERFILES LAMINADOS

Los elementos estructurales serán suministrados por la empresa DIPAC, el costo de transportación no se considera, pero se necesitarán 3 estibadores y una grúa de 3 ton para ubicar las vigas y perfiles tubulares en sitio.

Las vigas serán perfiles laminados en caliente perfiles IPE 180, 240 y 330, además de perfiles tubulares para los arriostramientos de 100x100x5

| Elemento | Material | Unidades | Longitud (m) | Peso (kg) |
|--------------|----------|----------|--------------|--------------|
| IPE330 | A36 | 132 | 370 | 18160 |
| IPE180 | A36 | 84 | 160 | 2970 |
| IPE240 | A36 | 53 | 225 | 6954 |
| T100x100x5 | A36 | 57 | 230 | 3436 |
| TOTAL | | | | 31520 |

Tabla 6.4. Características dimensionales de las Vigas

6.5.1.1. Cálculo del rendimiento del rubro

Tiempo requerido: 8 horas

Maquinaria: 1 montacargas incluido el operador.

Mano de obra: 5 obreros

$$\text{Rendimiento} = \frac{31520\text{kg}}{8 \text{ horas}} = 3940 \text{ kg/horas}$$

NOMBRE DEL PROPONENTE: Erazo-Ordonez

FORMULARIO N° 1

PROCEDIMIENTO Y NUMERO:

HOJA 1 DE 7

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO Suministro de Perfiles Laminados K (unidad/hora)= 0,000253807
UNIDAD kg R (hora/unidad)= 3940,00
DETALLE
TIEMPO 1 días (8horas)

| EQUIPOS | | | | | |
|---|---------------|------------------|---------------------|-------------------------|---|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Montacargas 3 Ton | 1 | 5 | 5 | 0,00127 | |
| MANO DE OBRA | | | PARCIAL M | 0,001 | |
| DESCRIPCION (CATEGORIA) | CANTIDAD A | JORNAL/HORA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Obreros | 5 | 1,65 | 8,25 | 0,00209 | |
| MATERIALES | | | PARCIAL N | 0,002 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNITARIO B | CONSUMO C=A*B | % |
| Perfiles Laminados | Kg | 1,05 | 1,6 | 1,68000 | |
| TRANSPORTE | | | PARCIAL O | 1,680 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNIDAD COSTO B | COSTO C=A*B | % |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | PARCIAL P | 0,000 | |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | 100% | 1,683 | |
| UTILIDAD | | | 3% | 0,505 | |
| GASTOS ADMINISTRATIVOS (costo de diseño) | | | 8% | 0,135 | |
| IMPUESTOS | | | 2% | 0,034 | |
| GASTOS FINANCIEROS | | | 1% | 0,017 | |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 2,37 | |

6.5.2. RUBRO N°2.- FABRICACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE

Se tienen 20 columnas por lo tanto se necesitan 20 anclajes, cada anclaje tiene 4 pernos de anclaje por lo que en total se necesitaran 80 elementos.

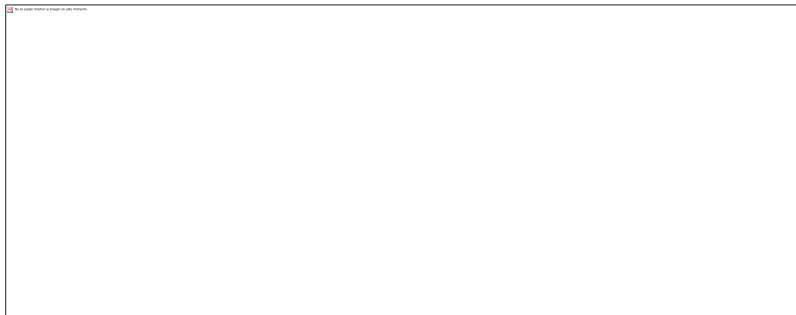


Figura 6.4. Dimensiones del perno de anclaje

El perno de anclaje se realizará con una varilla de 20mm de diámetro con una longitud roscado de 150 mm este roscado deberá un roscado M18x2,5 maquinado en el taller.

Por lo tanto para cada perno se debe recortar en una longitud de 800mm y roscar 150mm. Por lo tanto se necesitaran 64 metros de varilla corrugada de 20 mm de diámetro.

| Elemento | Material | Unidades | Longitud (m) | Peso (kg) |
|------------------|---------------------|----------|--------------|-----------|
| Perno de anclaje | Varilla de Grado 42 | 80 | 0,8 | 158,08 |

Tabla 6.5. Características del perno de anclaje

6.5.2.1. Análisis del rubro para pernos de anclaje (80 unidades)

- Corte con amoladora y oxicorte de aproximadamente 1,5 horas
- Luego de cortar los pernos se los enviará a roscarse.
- Doblado de pernos de anclaje 2,5 horas

Por lo tanto el factor de afectación es de 4 horas por 80 unidades, teniendo entonces que el rendimiento es de 20 unidades por hora, con 1 armador y un ayudante.

En la cantidad de ayudantes se toma en cuenta la relación con la que debe contar son un ayudante y un armador.

$$\text{Rendimiento} = \frac{20 \text{ pernos}}{4 \text{ horas}} * \frac{1,97 \text{ kg}}{\text{perno}} = 0,494 \text{ kg/hora}$$

NOMBRE DEL PROPONENTE: Erazo-Ordóñez

FORMULARIO N° 2

PROCEDIMIENTO Y NUMERO: 1-02

HOJA 2 DE 7

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

| | | | |
|----------------|----------------------------------|------------------|-----------|
| RUBRO | Fabricación de pernos de anclaje | K (unidad/hora)= | 0,1010101 |
| UNIDAD | kg | R (hora/unidad)= | 9,90 |
| DETALLE | | | |
| TIEMPO | 1días | | |

| EQUIPOS | | | | | |
|---|---------------|------------------|---------------------|-------------------------|-------------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Herramienta menor | 2 | 0,83 | 1,66 | 0,167677 | |
| MANO DE OBRA | | | PARCIAL M | 0,167677 | |
| DESCRIPCION (CATEGORIA) | CANTIDAD A | JORNAL/HORA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Armadores | 1 | 2,48 | 2,48 | 0,250505 | |
| Ayudante | 1 | 1,65 | 1,65 | 0,166667 | |
| | | | 0 | 0,000000 | |
| MATERIALES | | | PARCIAL N | 0,417172 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNITARIO B | CONSUMO C=A*B | % |
| Varillas Ø20 mm | kg | 1,02 | 1,5 | 1,530000 | |
| Discos de corte | u | 0,012 | 2,83 | 0,03396 | |
| | | | | 0,000000 | |
| TRANSPORTE | | | PARCIAL O | 1,563960 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNIDAD COSTO B | COSTO C=A*B | % |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | PARCIAL P | 0 | |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 2,148808 | 100% |
| UTILIDAD | | | | 0,644643 | 30% |
| GASTOS ADMINISTRATIVOS (costo de dis | | | | 0,171905 | 8% |
| IMPUESTOS | | | | 0,042976 | 2% |
| GASTOS FINANCIEROS | | | | 0,021488 | 1% |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 3,03 | |

6.5.3. RUBRO N°3.- FABRICACIÓN DE PLACAS BASE

Se tienen 20 columnas por lo tanto se necesitan 20 placas base, cada placa base se calculó con un acero A36.

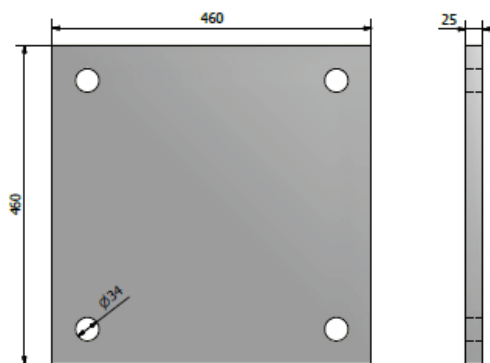


Figura 6.5. Dimensiones de la Placa Base

Para placa base se necesita una placa de 460 x 460 x 25 mm con cuatro agujeros de 34mm de diámetro.

Para todas las columnas se necesitaran 20 placas base, las cuales se pedirán cortadas, solamente los agujeros se relazará en el taller.

| Elemento | Material | Unidades | Peso (kg) |
|------------|------------------|----------|-----------|
| Placa Base | Placa 460X460X25 | 20 u | 830,53 |

Tabla 6.6. Características de la Placa Base

6.5.3.1. Peso de una Plancha

Debido a que las placas base se van a comprar cortadas de las medidas requeridas, el único trabajo en este rubro será la perforación de los agujeros para los pernos de anclaje y pintura.

$$m \text{ total de 20 placas} = 830,53kg$$

En cada placa se realizara cuatro perforaciones de 32mm de diámetro se demorara 1 hora por placa aproximadamente para perforara los cuatro agujeros y 0,25 horas en pintar con pintura anticorrosiva las placas, por lo tanto el rendimiento de la perforación y pintura por placa será de 1,25 horas por placa.

$$\text{Rendimiento} = \frac{1 \text{ placa}}{1,25 \text{ horas}} * \frac{41,52kg}{\text{placa}} = 33,22 \text{ kg/hora}$$

Para la pintura anticorrosiva se utiliza 0,45756432Gl de pintura.

NOMBRE DEL PROPONENTE: Erazo-Ordóñez

FORMULARIO N° 3

PROCEDIMIENTO Y NUMERO: 1-03

HOJA 3 DE 7

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO Fabricación de placas Base K (unidad/hora)= 0,030120

UNIDAD kg R (hora/unidad)= 33,2

DETALLE

TIEMPO 2 días

| EQUIPOS | | | | | |
|---|---------------|------------------|---------------------|-------------------------|-------------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Taladro de pedestal 1 Hp | 1 | 1,8 | 1,8 | 0,054217 | |
| Compresor (2HP) | 1 | 1,35 | 1,35 | 0,041 | |
| Amoladora | 1 | 0,83 | 0,83 | 0,025 | |
| Herramienta menor | 2 | 0,83 | 1,66 | 0,050 | |
| MANO DE OBRA | | | PARCIAL M | 0,169880 | |
| DESCRIPCION (CATEGORIA) | CANTIDAD A | JORNAL/HORA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Cortador | 1 | 2,48 | 2,48 | 0,07470 | |
| Ayudante | 1 | 1,65 | 1,65 | 0,050 | |
| Pintor | 1 | 2,48 | 2,48 | 0,075 | |
| MATERIALES | | | PARCIAL N | 0,19910 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNITARIO B | CONSUMO C=A*B | % |
| Placas A36 460 x 460 x 25 | Kg | 1,02 | 1,75 | 1,785 | |
| Anticorrosivo (1GL) | GL | 0,00054 | 11,25 | 0,006 | |
| Disco de desvaste (2 discos) | u | 0,01204819 | 2,3 | 0,028 | |
| Gratas (2discos) | u | 0,00626506 | 2,6 | 0,016 | |
| Brocas (32mm) (5brocas) | u | 0,00674699 | 28 | 0,18892 | |
| TRANSPORTE | | | PARCIAL O | 2,024 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNIDAD COSTO B | COSTO C=A*B | % |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | PARCIAL P | 0 | |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 2,39 | 100% |
| UTILIDAD | | | | 0,72 | 30% |
| GASTOS ADMINISTRATIVOS (costo de diseño) | | | | 0,19 | 8% |
| IMPUESTOS | | | | 0,05 | 2% |
| GASTOS FINANCIEROS | | | | 0,02 | 1% |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 3,37 | |

6.5.4. RUBRO N°4.- FABRICACIÓN DE COLUMNAS

Se tienen 20 columnas, estas columnas se clasifican en 3 grupos según la ubicación y sus dimensiones.

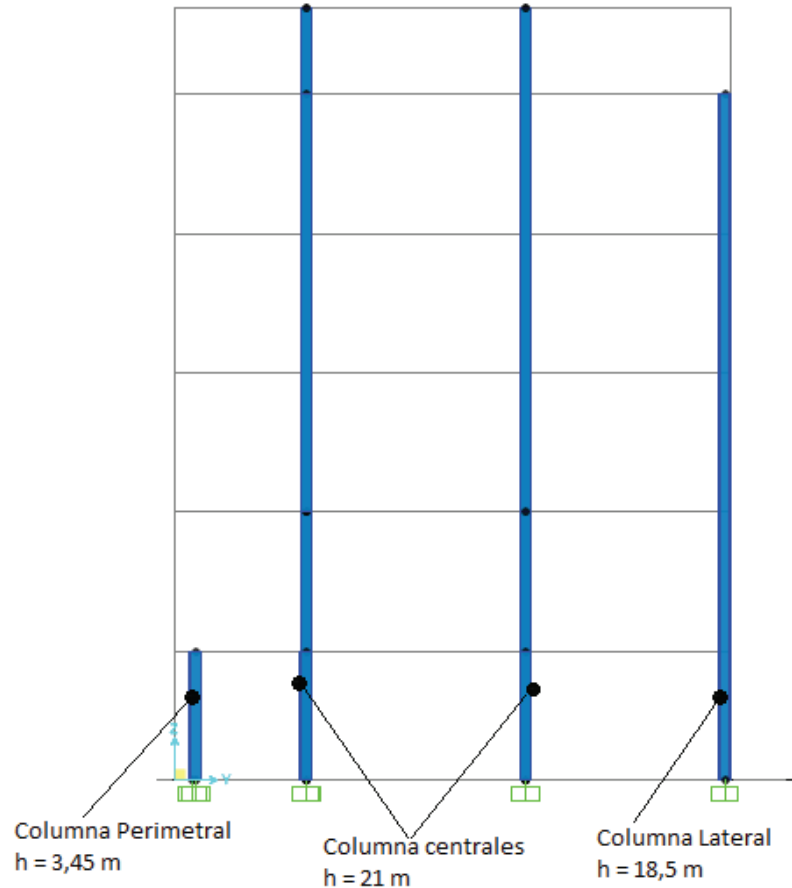


Figura 6.6. Ubicación de las distintas columnas

Las columnas perimetrales son las más pequeñas con 3,45 metros de altura, son 11 elementos fabricadas con perfiles de 10mm de espesor.

Las columnas centrales son las más altas con 21 metros de altura, son 4 elementos, se debe tener en cuenta que solo 7,20 metros de columna se fabrican con el perfil de 10mm de espesor y los restantes 13,8 metros con perfil de 8mm de espesor.

Las columnas laterales tienen una altura de 18,5 metros y son 5 unidades, teniendo en cuenta que solo 7,20 de columna se fabrican con el perfil de 10mm de espesor y los restantes 11,3 metros con perfil de 8mm de espesor.

Las columnas se fabrican uniendo al unir 2 de estos elementos soldados con soldadura intermitente con una longitud de intermitencia L_{int} de 14 cm y un espaciamiento de 20 cm tal como se calculó en la sección 4.3.4.

| Elemento | Material | Unidades | Longitud (m) | Peso (Ton) |
|--------------------|-----------------|-----------------|---------------------|-------------------|
| Columna perimetral | A36 | 11 | 3,5 | 3,5 |
| Columna Central | A36 | 4 | 21 | 6,7 |
| Columna lateral | A36 | 5 | 18,5 | 8,4 |

Tabla 6.7. Características de las Columnas

Las columnas se fabricaran en longitudes de 6 metros uniendo 2 perfiles estructurales llamados canales U 300X150X10 y U 300X150X8 unidas con soldaduras como se muestran en los planos de taller, cada columna de 6 metros se demora 2 horas en soldarse, por lo tanto se tiene:

$$Rendimiento = \frac{6 \text{ metros de columna}}{2 \text{ horas}} * \frac{90,4 \text{ kg}}{\text{metro de columna}} = 271,2 \text{ kg/hora}$$

Se asume que se utilizaran 4 galones de pintura anticorrosiva para todas las columnas.

NOMBRE DEL PROPONENTE: Erazo-Ordóñez

FORMULARIO N° 4

PROCEDIMIENTO Y NUMERO: 1-04

HOJA 4 DE 7

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO Fabricación de columnas K (unidad/hora)= 0,003687

UNIDAD kg R (hora/unidad)= 271,2

DETALLE

TIEMPO 2 días

| EQUIPOS | | | | | |
|---|---------------|------------------|---------------------|-------------------------|-------------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Soldadora 250 A | 1 | 1,8 | 1,8 | 0,006637 | |
| Compresor (2HP) | 1 | 1,35 | 1,35 | 0,004978 | |
| Amoladora | 2 | 0,83 | 1,66 | 0,006121 | |
| Herramienta menor | 2 | 0,83 | 1,66 | 0,006121 | |
| Portico de izaje | 1 | 0,8 | 0,8 | 0,002950 | |
| MANO DE OBRA | | | PARCIAL M | 0,026807 | |
| DESCRIPCION (CATEGORIA) | CANTIDAD A | JORNAL/HORA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Cortador | 1 | 2,48 | 2,48 | 0,00914 | |
| Ayudante | 2 | 1,65 | 3,3 | 0,01217 | |
| Pintor | 1 | 2,48 | 2,48 | 0,00914 | |
| Soldador calificado | 1 | 3,3 | 3,3 | 0,01217 | |
| MATERIALES | | | PARCIAL N | 0,04263 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNITARIO B | CONSUMO C=A*B | % |
| 2 Perfiles U 300X150X10 | Kg | 1,02 | 1,6 | 1,632 | |
| Anticorrosivo (1GL) | GL | 0,00054 | 11,25 | 0,006 | |
| Disco de desvaste (10 discos) | u | 0,01204819 | 2,83 | 0,034 | |
| Gratas (8 discos) | u | 0,00626506 | 2,6 | 0,016 | |
| Discos de Corte (10 discos) | u | 0,01204819 | 2,83 | 0,034 | |
| TRANSPORTE | | | PARCIAL O | 1,723 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNIDAD COSTO B | COSTO C=A*B | % |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | PARCIAL P | 0 | |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 1,79 | 100% |
| UTILIDAD | | | | 0,54 | 30% |
| GASTOS ADMINISTRATIVOS (costo de diseño) | | | | 0,14 | 8% |
| IMPUESTOS | | | | 0,04 | 2% |
| GASTOS FINANCIEROS | | | | 0,02 | 1% |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 2,53 | |

6.5.5. RUBRO N°5.- FABRICACIÓN DE ÁNGULOS DE CONEXIONES RESISTENTES A CORTANTE

Se debe tener en cuenta que existen conexiones resistentes a cortante que utilizan ángulos laminados 65x6 para todas las conexiones.

Las longitudes de corte para ángulos se calcularon previamente y según la conexión son:

| Conexión | Material | Longitud (m) | Conexiones | Peso (kg) |
|-----------------|----------|--------------|------------|-----------|
| IPE 330-IPE 330 | A36 | 0,1 | 10 | 11,68 |
| IPE 240-IPE 330 | A36 | 0,1 | 25 | 29,2 |
| IPE 180-IPE 330 | A36 | 0,08 | 48 | 44,85 |
| IPE 180-IPE 180 | A36 | 0,05 | 48 | 28,08 |

Tabla 6.8. Longitudes de corte para ángulos

Para cortar 480 ángulos de las dimensiones previamente establecidas se necesitaran 1 día con 2 obreros ayudantes.

Se tiene un peso total de 113.81 kg,

$$Rendimiento = \frac{113,81}{8 \text{ horas}} = 14,22 \text{ kg/hora}$$

NOMBRE DEL PROPONENTE: Erazo-Ordóñez

FORMULARIO N° 5

PROCEDIMIENTO Y NUMERO: 1-05

HOJA 5 DE 7

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO Fabricación de mensulas K (unidad/hora)= 0,116822
UNIDAD kg R (hora/unidad)= 8,56
DETALLE
TIEMPO 2 días (48horas)

| EQUIPOS | | | | | |
|---|---------------|------------------|---------------------|-------------------------|-------------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Amoladora | 2 | 0,83 | 1,66 | 0,193925 | |
| Herramienta menor | 1 | 0,83 | 0,83 | 0,096963 | |
| Oxicorte | 1 | 0,83 | 0,83 | 0,096963 | |
| MANO DE OBRA | | | PARCIAL M | 0,387850 | |
| DESCRIPCION (CATEGORIA) | CANTIDAD A | JORNAL/HORA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Cortador | 1 | 2,48 | 2,48 | 0,28972 | |
| Ayudante | 2 | 1,65 | 3,3 | 0,38551 | |
| MATERIALES | | | PARCIAL N | 0,67523 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNITARIO B | CONSUMO C=A*B | % |
| Placa A36 e=10mm | Kg | 1,02 | 1,6 | 1,632 | |
| Disco de desvaste (10 discos) | u | 0,012 | 0 | 0,000 | |
| Gratas (2discos) | u | 0,00626506 | 2,6 | 0,016 | |
| TRANSPORTE | | | PARCIAL O | 1,648 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNIDAD COSTO B | COSTO C=A*B | % |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | PARCIAL P | 0 | |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 2,71 | 100% |
| UTILIDAD | | | | 0,81 | 30% |
| GASTOS ADMINISTRATIVOS (costo de diseño) | | | | 0,22 | 8% |
| IMPUESTOS | | | | 0,05 | 2% |
| GASTOS FINANCIEROS | | | | 0,03 | 1% |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 3,82 | |

6.5.6. RUBRO N°6.- FABRICACIÓN DE ELEMENTOS DE ASIENTO

Las soluciones existentes para el elemento de asiento fueron diseñadas en la sección 4.3.8.1.

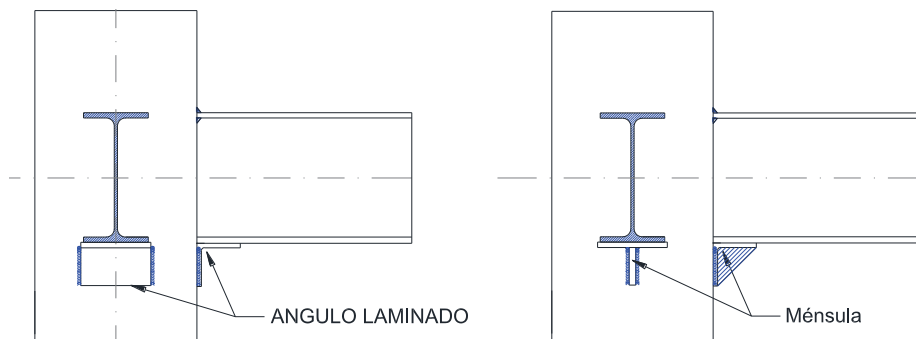


Figura 6.7. Soluciones para los elementos de asiento

La conexión con ángulo de asiento requiere un perfil angular de 4x4x1/2 in, mientras que para realizar una conexión de asiento con una ménsula se requiere una placa triangular de 3in de lado con 10mm de espesor, para un elemento de asiento tipo ángulo para una viga IPE 330 se necesita 165 mm de perfil angular de 4x4x1/2 in que pesa 0,32 kg mientras que una placa tipo ménsula de 3 in de lado y 10mm de espesor pesa 0,022 kg, por lo tanto se utilizan a las ménsulas como elementos de asiento por ser de menor masa y por lo tanto más baratas.

Este tipo de ménsulas se aplican a todas las conexiones resistentes a momento.

Para los rigidizadores columna-placas base se diseñaron ménsulas de 3in x 5in x10mm

| Conexión | Material | Unidades | Peso (kg) |
|--------------------|----------|----------|-----------|
| IPE 330-Columna | A36 | 100 | 22,79 |
| IPE 240-Columna | A36 | 52 | 11,85 |
| IPE 180-Columna | A36 | 8 | 1,83 |
| Columna-Placa Base | A36 | 80 | 30,38 |
| TOTAL | | 240 | 66,85 |

Tabla 6.9. Características de ménsulas para cada conexión

Existen también conexiones resistentes a momento que utilizan ménsulas de rigidez de 3in x 3in x 10mm para todas las conexiones. El número total de elementos es 160 ménsulas viga-columna y 80 ménsulas columna-placa base con un peso de 68,55 kg

Para cortar 480 ángulos de las dimensiones previamente establecidas se necesitaran 1 día con 2 obreros ayudantes y un cortador.

Se utilizara oxicorte para evitar utilizar la amoladora para cortar y se esmerilara con discos de desbaste.

$$\text{Rendimiento} = \frac{68,55 \text{ kg}}{8 \text{ horas}} = 8,56 \frac{\text{kg}}{\text{hora}}$$

NOMBRE DEL PROPONENTE: Erazo-Ordóñez

FORMULARIO N° 6

PROCEDIMIENTO Y NUMERO: 1-06

HOJA 6 DE 7

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO Fabricación de angulos de corte

K (unidad/hora)= 0,070323

UNIDAD kg

R (hora/unidad)= 14,22

DETALLE

TIEMPO 2 días (48horas)

| EQUIPOS | | | | | |
|---|---------------|------------------|---------------------|-------------------------|-------------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Amoladora | 2 | 0,83 | 1,66 | 0,116737 | |
| Herramienta menor | 1 | 0,83 | 0,83 | 0,058368 | |
| MANO DE OBRA | | | PARCIAL M | 0,175105 | |
| DESCRIPCION (CATEGORIA) | CANTIDAD A | JORNAL/HORA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Cortador | 1 | 2,48 | 2,48 | 0,17440 | |
| Ayudante | 1 | 1,65 | 1,65 | 0,11603 | |
| MATERIALES | | | PARCIAL N | 0,29044 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNITARIO B | CONSUMO C=A*B | % |
| ángulos laminados 65x6 | Kg | 1,02 | 1,6 | 1,632 | |
| Disco de desvaste (2 discos) | u | 0,01204819 | 2,83 | 0,034 | |
| Gratas (2discos) | u | 0,00626506 | 2,6 | 0,016 | |
| Discos de corte (20 discos) | u | 0,02409639 | 2,83 | 0,068 | |
| TRANSPORTE | | | PARCIAL O | 1,751 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNIDAD COSTO B | COSTO C=A*B | % |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | PARCIAL P | 0 | |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 2,22 | 100% |
| UTILIDAD | | | | 0,66 | 30% |
| GASTOS ADMINISTRATIVOS (costo de diseño) | | | | 0,18 | 8% |
| IMPUESTOS | | | | 0,04 | 2% |
| GASTOS FINANCIEROS | | | | 0,02 | 1% |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 3,12 | |

6.5.7. RUBRO N°7.- MONTAJE DE COLUMNAS Y VIGAS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Erazo-Ordóñez

FORMULARIO N° 7

PROCEDIMIENTO Y NUMERO: 1-07

HOJA 7 DE 7

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO Montaje de columnas y vigas K (unidad/hora)= 0,00296499
UNIDAD kg R (hora/unidad)= 156,25
DETALLE
TIEMPO 60 días (320horas)

| EQUIPOS | | | | | |
|---|---------------|------------------|---------------------|-------------------------|-------------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Andamios | 50 | 0,2 | 10 | 0,02965 | |
| Soldadora (300A) | 3 | 3 | 9 | 0,02668 | |
| Herramienta menor | 5 | 0,2 | 1 | 0,00296 | |
| Compresor (2HP) | 2 | 1,35 | 2,7 | 0,00801 | |
| Amoladora (2HP) | 4 | 0,83 | 3,32 | 0,00984 | |
| | | | 0 | 0,00000 | |
| MANO DE OBRA | | | PARCIAL M | 0,077 | |
| DESCRIPCION (CATEGORIA) | CANTIDAD A | JORNAL/HORA B | COSTO HORA C=A*B | COSTO UNITARIO D=C*K | % |
| Armador | 1 | 2,48 | 2,48 | 0,00735 | |
| Soldadora ASME | 1 | 3,3 | 3,3 | 0,00978 | |
| Ayudante de soldador | 2 | 1,65 | 3,3 | 0,00978 | |
| Pintor | 1 | 2,48 | 2,48 | 0,00735 | |
| Aydante del pintor | 1 | 1,65 | 1,65 | 0,00489 | |
| | | | 0 | 0,00000 | |
| | | | 0 | 0,00000 | |
| MATERIALES | | | PARCIAL N | 0,039 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNITARIO B | CONSUMO C=A*B | % |
| Electrodos (E6011) | Kg | 0,02 | 3,5 | 0,07000 | |
| Pintura esmalte (50) | GL | 0,000927 | 25 | 0,02317 | |
| Disco de desbaste | UNIDAD | 9,27E-05 | 10 | 0,00093 | |
| Disco de corte | UNIDAD | 3,71E-05 | 4 | 0,00015 | |
| Gratas | UNIDAD | 0,000278 | 30 | 0,00834 | |
| | | | | 0,00000 | |
| | | | | 0,00000 | |
| | | | | 0,00000 | |
| TRANSPORTE | | | PARCIAL O | 0,103 | |
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD A | UNIDAD COSTO B | COSTO C=A*B | % |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | | 0 | |
| | | | PARCIAL P | 0,000 | |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 0,219 | 100% |
| UTILIDAD | | | | 0,066 | 30% |
| GASTOS ADMINISTRATIVOS (costo de diseño) | | | | 0,018 | 8% |
| IMPUESTOS | | | | 0,004 | 2% |
| GASTOS FINANCIEROS | | | | 0,002 | 1% |
| TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) | | | | 0,31 | |

6.8. CRONOGRAMA VALORADO DE ACTIVIDADES

| CRONOGRAMA VALORADO | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|----------------------------------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| RUBRO | ESPECIFICACIÓN | m1 | | | | m2 | | | | m3 | | |
| | | s1 | s2 | s3 | s4 | s5 | s6 | s7 | s8 | s9 | s10 | s11 |
| 1 | Suministro de Perfiles Laminados | 1 día | | | | | | | | | | |
| 2 | Fabricación de pernos de anclaje | 1 día | | | | | | | | | | |
| 3 | Fabricación de placas Base | 2 días | | | | | | | | | | |
| 4 | Fabricación de Columnas | | 5 días | 5 días | | | | | | | | |
| 5 | Fabricación de Mensulas | | 2 días | | | | | | | | | |
| 6 | Fabricación de ángulos de corte | | 1 día | | | | | | | | | |
| 7 | Montaje de columnas y vigas | | | | 5 días | 5 días | 5 días | 5 días | 5 días | 5 días | 5 días | 5 días |
| Recursos | | 74970,02 | 25593,55 | 24982,35 | 1937,5 | 1937,5 | 1937,5 | 1937,5 | 1937,5 | 1937,5 | 1937,5 | 1937,5 |
| Recursos % | | 53,15% | 18,15% | 17,71% | 1,37% | 1,37% | 1,37% | 1,37% | 1,37% | 1,37% | 1,37% | 1,37% |
| Recursos Acumulado | | 74970,02 | 100563,57 | 125545,92 | 127483,42 | 129420,92 | 131358,4 | 133295,92 | 135233,42 | 137170,92 | 139108,42 | 141045,92 |
| Recursos Acumulado % | | 53,15% | 71,30% | 89,01% | 90,38% | 91,76% | 93,13% | 94,51% | 95,88% | 97,25% | 98,63% | 100,00% |

Tabla 6.11. Cronograma valorado

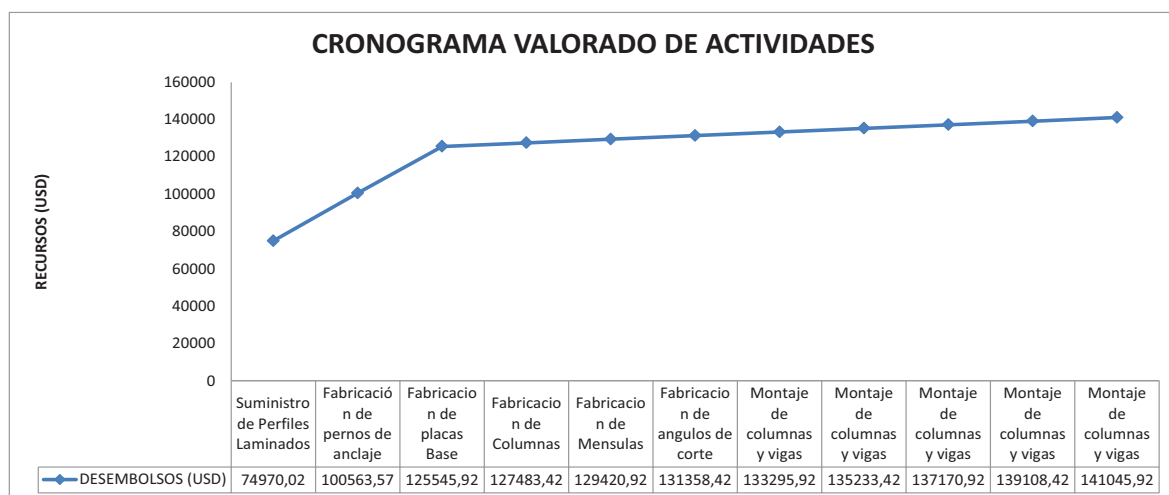


Figura 6.9. Cronograma Valorado de Actividades

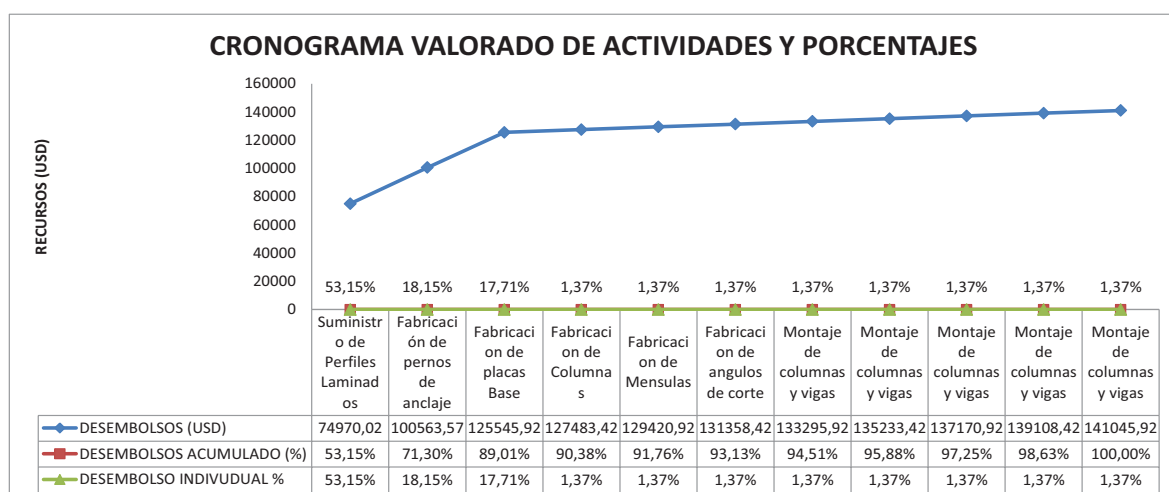


Figura 6.10. Cronograma Valorado de Actividades y Porcentaje de desembolsos

CAPÍTULO 7

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

En el presente proyecto de titulación se establece una configuración estructural partiendo de requerimientos arquitectónicos pero primordialmente se basó en requerimientos de diseño presentes en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 así como del Manual de diseño AISC-LRFD 2005.

En la sección 2.1.2 del presente proyecto de titulación se determinan las especificaciones técnicas de la estructura partiendo de las necesidades del usuario para crear una lista de características técnicas medibles, presentadas en la tabla 2.1 que dan cumplimiento a las demandas del usuario.

En la sección 2.4 se evalúan las alternativas constructivas como son de tipo de material, tipo de perfiles y tipo de conexiones. El material seleccionado es el acero estructural ASTM A-36 por ser el más comercial y de mayor oferta en perfilería estructural, además de cumplir con los estándares de calidad establecidos en la norma ASTM. Se seleccionó perfiles laminados en caliente por sus ventajas económicas y por poseer buenas propiedades mecánicas gracias a su conducción de fibra ininterrumpida respecto a la perfilería armada. Se seleccionó conexiones soldadas por su facilidad y rapidez en el montaje además de sus ventajas en costos de fabricación. La soldadura es un proceso de fabricación y montaje que se encuentra especificada en la AWS D1.1 y permite conectar elementos de compleja geometría con mayor facilidad que con conexiones apernadas.

En el Capítulo 3 se estableció un pre dimensionamiento, en base a los estados límite de resistencia y de serviciabilidad establecidos en la NEC-11 y en el manual de diseño AISC-LRFD 2005, controlando resistencia, deflexión permisible y verificando que no exista pandeo localizado en el alma para las vigas. Para las columnas se controló la resistencia ante diferentes estados y combinaciones de carga aplicados y verificando que no exista pandeo localizado.

En la sección 2.5 se simuló y optimizó la estructura teniendo en cuenta la configuración estructural, los elementos prediseñados, combinaciones de cargas

establecidas según el manual AISC-LRFD 2005 de donde se obtuvieron los resultados de la tabla 3.30 que nos indica el sobredimensionamiento principalmente de las columnas a partir de la planta alta 1, debido a esto se optimizó la simulación disminuyendo el espesor de los elementos sobredimensionados obteniendo una disminución de 4,5 toneladas de peso de material tal como se indica en la Tabla 3.31.

En el proceso de simulación se obtuvieron resultados de deformación de los pórticos, lo cual permitió verificar y controlar la deriva de entre piso tal como se muestra en la tabla 3.32 donde se muestra que la estructura cumple los requerimientos de desplazamiento lateral relativo citados en la sección 2.6.2 de la NEC-11.

En el Capítulo 4 se basa en el cumplimiento de los requisitos de diseño de soldadura establecido en la Norma AWS D1.1. Se estableció las variables esenciales del proceso de soldadura por arco con electrodo revestido SMAW, obteniendo los procedimientos de soldadura WPS (Ver Anexo 1).

En la sección 4.3.1 se diseñó conexiones semirrígidas con ángulos de corte para evitar que se generen grandes momentos en la unión de la viga de acero y la columna embebida en el muro de concreto.

Las columnas se diseñaron con soldadura discontinua intermitente para evitar que el material base cambie sus propiedades mecánicas por la acumulación excesiva de calor que se presentaría al tener un cordón de soldadura continuo, además de evitar deformaciones durante el proceso de fabricación de las mismas.

En el capítulo 5 se estableció el proceso de fabricación y montaje. Para la fabricación se estableció un diagrama de flujo teniendo en cuenta el control en la recepción del material, corte, preparación de juntas e inspección de la soldadura. Para el proceso de montaje se tiene un diagrama de flujo que toma en cuenta procesos que requieren de control e inspección visual para la soldadura en el armado de los elementos, en la limpieza de la superficie y posterior pintado para protección de la superficie afectada por el calor, evitando así posibles efectos por agentes externos del ambiente que puedan oxidar dichas zonas. El personal encargado de la fabricación y montaje de elementos de la estructura, es

certificado para cada proceso, lo cual genero un costo extra en el rubro de mano de obra, comparado al personal que se requiere para construcciones en hormigón, pero a su vez representa una ventaja en seguridad y calidad en cada proceso.

En el Capítulo 6 se realiza un análisis de costos, por medio del método de precios unitarios, llegando a tener una lista de precios de mano de obra, materiales y maquinaria, como se muestra en las tablas 6.1, 6.2 y 6.3 respectivamente, datos que se tomaron de la Cámara de comercio de Quito. Partiendo de estos datos se realizó un análisis por rubros, los cuales engloban varios gastos adicionales.

7.2. RECOMENDACIONES

Para el proceso de diseño se requiere un trabajo en conjunto entre el arquitecto y el diseñador, para llegar a diseñar una estructura que cumpla con los requerimientos de diseño, sin desviarse demasiado de las demandas del usuario, llegando a concluir una estructura segura y que presente unos acabados estéticos de conformidad para el usuario.

Se debe controlar el trazado y corte de los elementos armados para evitar piezas defectuosas que dificulten el montaje de la estructura.

Se debe tener en cuenta que los elementos armados deben pintarse en el taller para agilizar el proceso de montaje.

Los soldadores deben realizar una adecuada limpieza entre pases para evitar defectos en el cordón de soldadura, y garantizar así un adecuado proceso.

Se debe realizar una inspección visual de los cordones de soldadura, mediante la aplicación de líquidos penetrantes para garantizar cordones libres de defectos o al menos que estos se encuentren dentro del rango permisible según la AWS D1.1 para una conexión adecuada.

Las placas base deben ser entregadas a nivel para poder montar las columnas base de la estructura y armar los primeros marcos, este punto es importante ya que al tener estos marcos a nivel, se facilita el proceso de armado de los siguientes niveles.

Para la erección de la estructura se deben cumplir con los requerimientos de seguridad industrial para evitar posibles accidentes, sobre todo en armado de los niveles superiores donde el riesgo de caídas es mayor.

BIBLIOGRAFÍA

TESIS

- Pillajo, J., Sarmiento, E., 2009, “Diseño de la Estructura de Acero para un Edificio de Apartamentos para ser Utilizado en la Región Litoral del Ecuador”, Proyecto de Titulación previo a la obtención del Título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador.
- CHUSIN A., REIMUNDO R; 2008, “Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acero”, Proyecto de Titulación previo a la obtención del Título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador.
- TUPIZA, CARLOS; “Diseño de una casa sismo resistente de dos niveles en estructura metálica”, Proyecto de Titulación previo a la obtención del Título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador.
- AGUIRRE C. Y FIGUEROA A., 2008, “Análisis técnico-económico entre proyectos de construcción de estructura metálica y hormigón armado para edificios”, Proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador

LIBROS Y NORMAS

- Crisafulli Francisco Javier, 2008, “Diseño sismorresistente de construcciones de acero”, 1ª Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile.
- McCormac Jack C, 2002, “Diseño de estructuras de acero Método LRFD”, 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México.
- Riba I Romeva C, 2002, “Diseño de concurrente”, ETSEIB – UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña.
- SHIGLEY JOSEPH; “Manual de diseño mecánico”; Editorial Limusa; Octava edición, México, 2008.
- SRIRAMULU VINNAKOTA, 2006, “Estructuras de acero: comportamiento y LRFD”, 1ra Edición, Editorial Mc Graw Hill
- SEGUI W, Diseño de Estructuras de Acero con LRFD, International Thomson Editores, 2da edición, 1999

- ESCOLÁ R, AYARZA A, ARRIBAS V, MARTÍN B, “Vigas de Grandes Luces”, Editores Técnicos Asociados, 1978
- JIMÉNEZ SALAS, “Geotecnia y Cimientos III”, Primera parte, 2010
- TOMAS CABRERA, “Parámetros Elásticos Tradicionales”, 2008
- Steel Structures, C. Salmon, J. Johnson and F, Malhas, 2009
- Pineda L Miguel A, 2005, “DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE SECCIÓN COMPUESTA CON LRFD (Load and Resistance Factor Design) “, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Zacatenco, México DF
- ASCE, 2005, “ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, United States of America
- NEC-11, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo 2, Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente
- Manual AISC LRFD 2005
- AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings.
- ASCE 7-05: Minimum Design Loads for Building and other Structures, American Society of Civil Engineers.
- AWS D1.1: Structural Welding Code-Steel 2006, American Welding Society
- AWS, Welding Hand book , Volumen 6

WEB

- <http://www.detallesconstructivos.net/sites/default/files/>
- <http://www.matweb.com/>
- <http://www.arquitecturaenacero.org/>
- http://www.construrama.com/content/public/sitio/compromiso/cat_prd_20_73_39.html
- http://www.steeltubeinstitute.org/pdf/brochures/column_load_brochure.pdf
- http://www.solfumex.com/Spanish/frames_index.htm (Disponible hasta 05-04-2013)
- <http://www.dipacmanta.com/acercade.php>
- <http://books.google.com.ec/books?id=oollpZDyXzEC&pg=PA91&lpg=PA91&dq=LRFD+SOLDADURA&source=bl&ots=RhlyDEVIMq&sig=DGttgTGpSz90TUuHJXqh1rOMWPM&hl=es&sa=X&ei=i74SUbiGKcXi0gHE->

ICQDg&ved=0CEwQ6AEwAw#v=onepage&q=LRFD%20SOLDADURA&f=false

OTROS

- Sensico, Manual Técnico Placa Colaborarte Acero Deck
- Beer F,Johnston R, 2006, Mecánica de Materiales, Apéndice D
- Catálogo de electrodos comunes, Manual para procesos de soldadura en estructuras metálicas de acero A36 aplicada a edificios, Bueno Hernán, pp590
- Folleto de “Tecnología de Soldadura”, Laboratorio de Soldadura-EPN, 2007, Practica No. 5
- LINCOLN ELECTRIC, SMAW Stick Welding, Troubleshooting Welds
- CONALEP, “Manual de análisis de precios unitarios”, 2011, México
- CCQ, Lista de Precios para la Mano de obra, Enero-Febrero 2011

ANEXOS

ANEXO 1.
HOJAS DE PROCESOS DE SOLDADURA (WPS)

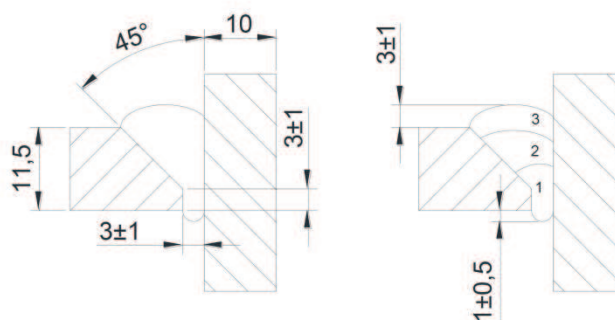
PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS 1)

JUNTA TIPO: VIGA IPE330-COLUMNA

| | |
|---|---|
| Nombre de la compañía: EPN Proyecto: DIAMANTE PREMIUN CORP. WPS Precalificado Si: No: X | No Identificación XXXXXXXXXXXXXXXXXX Realizado por: Erazo -Ordoñez |
| Junta Utilizada Soldadura a: Un lado Dos lados X Respaldo: Si No X Preparar Junta: Si X No Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: Si X No Abertura raíz: 3 mm (+-1mm) Talón: 3 mm (+-1mm) Angulo de ranura: 45° (+-10°) | Técnica de Soldadura Procesos de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual X Automática Posición de Soldadura: 1G Técnica: Un pase Varios pases X Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de raíz: Amoladora Pases siguientes: Cepillo Metálico |
| Metal Base Especificación: ASTM A-36 Espesor: T1: 10 mm T2= 11,5mm | Notas Verificar la alineación de la junta Asegurar limpieza de las partes. Firma: |
| Metal de Aporte Marca electrodo: Indura. Denominación Comercial: 230 Denominación AWS: E6011 Diámetros: 3.2 mm-4mm | |
| Precalentamiento Si No X Temp. de precalentamiento: Temp. entre pases: Min Max | |

| # de Pases | Metal de aporte | | Corriente | | Tensión de Trabajo | Vel. De avance en mm/min |
|------------|-----------------|---------------|------------------|---------|--------------------|--------------------------|
| | Clase | Diámetro (mm) | Tipo y Polaridad | Amp. | | |
| 1 | E6011 | 3.2 | AC | 80-120 | 26-28 | 150-180 |
| 2 | E6011 | 4 | AC | 120-160 | 29-30 | 250-300 |
| 3 | E6011 | 4 | AC | 120-160 | 29-30 | 150-180 |

Detalle de la Junta

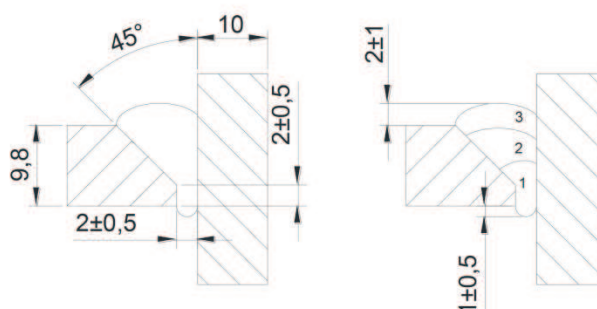


PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS 2)
JUNTA TIPO: VIGA IPE240-COLUMNA

| | |
|---|---|
| Nombre de la compañía: EPN Proyecto: DIAMANTE PREMIUN CORP. WPS Precalificado Si: No: X | No Identificación XXXXXXXXXXXXXXXXX Realizado por: Erazo -Ordoñez |
| Junta Utilizada Soldadura a: Un lado Dos lados X Respaldo: Si No X Preparar Junta: Si X No Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: Si X No Abertura raíz: 2 mm (+-1mm) Talón: 2 mm (+-1mm) Angulo de ranura: 45° (+-10°) | Técnica de Soldadura Procesos de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual X Automática Posición de Soldadura: 1G Técnica: Un pase Varios pases X Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de raíz: Amoladora Pases siguientes: Cepillo Metálico |
| Metal Base Especificación: ASTM A-36 Espesor: T1: 10 mm T2= 11,5mm | Notas Verificar la alineación de la junta Asegurar limpieza de las partes. Firma: |
| Metal de Aporte Marca electrodo: Indura. Denominación Comercial: 230 Denominación AWS: E6011 Diámetros: 3.2 mm-4mm | |
| Precalentamiento Si No X Temp. de precalentamiento: Temp. entre pases: Min Max | |

| # de Pases | Metal de aporte | | Corriente | | Tensión de Trabajo | Vel. De avance en mm/min |
|------------|-----------------|---------------|------------------|---------|--------------------|--------------------------|
| | Clase | Diámetro (mm) | Tipo y Polaridad | Amp. | | |
| 1 | E6011 | 3.2 | AC | 80-120 | 26-28 | 150-180 |
| 2 | E6011 | 4 | AC | 120-160 | 29-30 | 250-300 |
| 3 | E6011 | 4 | AC | 120-160 | 29-30 | 150-180 |

Detalle de la Junta



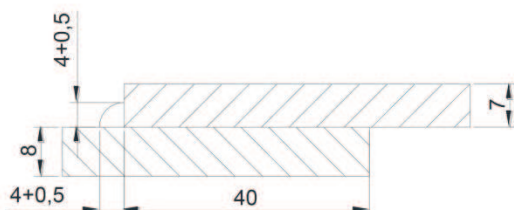
PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS 3)

JUNTA TIPO: VIGA IPE180 - VIGA IPE330

| | |
|---|--|
| Nombre de la compañía: EPN Proyecto: DIAMANTE PREMIUN CORP. WPS Precalificado Si: No: X | No Identificación XXXXXXXXXXXXXXXXXX Realizado por: Erazo -Ordoñez |
| Junta Utilizada Soldadura a: Un lado <input checked="" type="checkbox"/> Dos lados Preparar Junta: Si No <input checked="" type="checkbox"/> Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: Si No <input checked="" type="checkbox"/> Tipo de junta: Filete traslapada Tamaño de pierna: 4 mm Altura de garganta: 2.8mm Traslape: 40mm | Técnica de Soldadura Procesos de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual <input checked="" type="checkbox"/> Automática Posición de Soldadura: 2F Técnica: Un pase <input checked="" type="checkbox"/> Varios pases Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de raíz: Amoladora Pases siguientes: N/A |
| Metal Base Especificación: ASTM A-36 Espesor: T1: 8mm T2= 7mm | Notas Verificar la alineación de la junta Asegurar limpieza de las partes. Firma: |
| Metal de Aporte Marca electrodo: Indura. Denominación Comercial: 230 Denominación AWS: E6011 Diámetros: 3.2 mm-4mm | |
| Precalentamiento Si No <input checked="" type="checkbox"/> Temp. de precalentamiento: Temp. entre pases: Min Max | |

| # de Pases | Metal de aporte | | Corriente | | Tensión de Trabajo | Vel. De avance en mm/min |
|------------|-----------------|---------------|------------------|--------|--------------------|--------------------------|
| | Clase | Diámetro (mm) | Tipo y Polaridad | Amp. | | |
| 1 | E6011 | 3.2 | AC | 80-120 | 22-25 | 150-180 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

Detalle de la Junta



PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS 4)

JUNTA TIPO: VIGA IPE240 - VIGA IPE330

| | |
|---|---|
| Nombre de la compañía: EPN Proyecto: DIAMANTE PREMIUN CORP. WPS Precalificado Si: No: X | No Identificación XXXXXXXXXXXXXX Realizado por: Erazo -Ordoñez |
| Junta Utilizada Soldadura a: Un lado <input checked="" type="checkbox"/> Dos lados Preparar Junta: Si No <input checked="" type="checkbox"/> Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: Si No <input checked="" type="checkbox"/> Tipo de junta: Filete traslapada Tamaño de pierna: 5 mm Altura de garganta: 3.5mm Traslape: 40mm | Técnica de Soldadura Procesos de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual <input checked="" type="checkbox"/> Automática Posición de Soldadura: 2F Técnica: Un pase <input checked="" type="checkbox"/> Varios pases Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de raíz: Amoladora Pases siguientes: N/A |
| Metal Base Especificación: ASTM A-36 Espesor: T1: 9.8 T2= 7mm | Notas Verificar la alineación de la junta Asegurar limpieza de las partes. Firma: |
| Metal de Aporte Marca electrodo: Indura. Denominación Comercial: 230 Denominación AWS: E6011 Diámetros: 3.2 mm | |
| Precalentamiento Si No <input checked="" type="checkbox"/> Temp. de precalentamiento: Temp. entre pases: Min Max | |

| # de Pases | Metal de aporte | | Corriente | | Tensión de Trabajo | Vel. De avance en mm/min |
|------------|-----------------|---------------|------------------|--------|--------------------|--------------------------|
| | Clase | Diámetro (mm) | Tipo y Polaridad | Amp. | | |
| 1 | E6011 | 3.2 | AC | 80-120 | 22-25 | 150-180 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

Detalle de la Junta

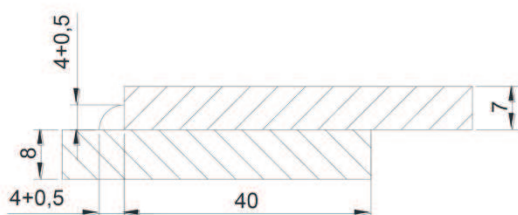


PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS 5)
JUNTA TIPO: VIGA IPE180 - VIGA IPE180

| | |
|--|--|
| Nombre de la compañía: EPN Proyecto: DIAMANTE PREMIUN CORP. WPS Precalificado Si: No: X | No Identificación XXXXXXXXXXXXXX Realizado por: Erazo -Ordoñez |
| Junta Utilizada Soldadura a: Un lado X Dos lados Preparar Junta: Si No X Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: Si No X Tipo de junta: Filete traslapada Tamaño de pierna: 4 mm Altura de garganta: 2.8mm Traslape: 40mm | Técnica de Soldadura Procesos de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual X Automática Posición de Soldadura: 2F Técnica: Un pase X Varios pases Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de raíz: Amoladora Pases siguientes: N/A |
| Metal Base Especificación: ASTM A-36 Espesor: T1: 8mm T2= 7mm | Notas Verificar la alineación de la junta Asegurar limpieza de las partes. Firma: |
| Metal de Aporte Marca electrodo: Indura. Denominación Comercial: 230 Denominación AWS: E6011 Diámetros: 3.2 mm-4mm | |
| Precalentamiento Si No X Temp. de precalentamiento: Temp. entre pases: Min Max | |

| # de Pases | Metal de aporte | | Corriente | | Tensión de Trabajo | Vel. De avance en mm/min |
|------------|-----------------|---------------|------------------|--------|--------------------|--------------------------|
| | Clase | Diámetro (mm) | Tipo y Polaridad | Amp. | | |
| 1 | E6011 | 3.2 | AC | 80-120 | 22-25 | 150-180 |
| | | | | | | |

Detalle de la Junta



PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS 6)

JUNTA TIPO: VIGA IPE330 - VIGA IPE330

| | |
|--|--|
| Nombre de la compañía: EPN Proyecto: DIAMANTE PREMIUN CORP. WPS Precalificado Si: No: X | No Identificación XXXXXXXXXXXXXX Realizado por: Erazo -Ordoñez |
| Junta Utilizada Soldadura a: Un lado <input checked="" type="checkbox"/> Dos lados Preparar Junta: Si No <input checked="" type="checkbox"/> Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: Si No <input checked="" type="checkbox"/> Tipo de junta: Filete traslapada Tamaño de pierna: 7 mm Altura de garganta: 5 mm Traslape: 75mm | Técnica de Soldadura Procesos de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual <input checked="" type="checkbox"/> Automática Posición de Soldadura: 2F Técnica: Un pase <input checked="" type="checkbox"/> Varios pases Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de raíz: Amoladora Pases siguientes: N/A |
| Metal Base Especificación: ASTM A-36 Espesor: T1: 11.5 mm T2= 7mm | Notas Verificar la alineación de la junta Asegurar limpieza de las partes. Firma: |
| Metal de Aporte Marca electrodo: Indura. Denominación Comercial: 230 Denominación AWS: E6011 Diámetros: 3.2 mm-4mm | |
| Precalentamiento Si No <input checked="" type="checkbox"/> Temp. de precalentamiento: Temp. entre pases: Min Max | |

| # de Pases | Metal de aporte | | Corriente | | Tensión de Trabajo | Vel. De avance en mm/min |
|------------|-----------------|---------------|------------------|--------|--------------------|--------------------------|
| | Clase | Diámetro (mm) | Tipo y Polaridad | Amp. | | |
| 1 | E6011 | 3.2 | AC | 80-120 | 22-25 | 150-180 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

Detalle de la Junta



PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS 7)

JUNTA TIPO : Ménsula-Columna

| | |
|--|---|
| Nombre de la compañía: EPN Proyecto: DIAMANTE PREMIUN CORP. WPS Precalificado Si: No: X | No Identificación XXXXXXXXXXXXXX Realizado por: Erazo -Ordoñez |
| Junta Utilizada Soldadura a: Un lado Dos lados X Preparar Junta: Si No X Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: Si No X Tipo de junta: Filete en T Tamaño de pierna: 4 mm Altura de garganta: 2.8mm | Técnica de Soldadura Procesos de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual X Automática Posición de Soldadura: 3F Técnica: Un pase X Varios pases Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de raíz: Amoladora Pases siguientes: N/A |
| Metal Base Especificación: ASTM A-36 Espesor: T1: 10mm T2= 10mm | Notas Verificar la alineación de la junta Asegurar limpieza de las partes. Firma: |
| Metal de Aporte Marca electrodo: Indura. Denominación Comercial: 230 Denominación AWS: E6011 Diámetros: 3.2 mm-4mm | |
| Precalentamiento Si No X Temp. de precalentamiento: Temp. entre pases: Min Max | |

| # de Pases | Metal de aporte | | Corriente | | Tensión de Trabajo | Vel. De avance en mm/min |
|------------|-----------------|---------------|------------------|--------|--------------------|--------------------------|
| | Clase | Diámetro (mm) | Tipo y Polaridad | Amp. | | |
| 1 | E6011 | 3.2 | AC | 80-120 | 22-25 | 150-180 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

Detalle de la Junta



PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS 8)

JUNTA TIPO: Columna-Placa Base

| | |
|---|--|
| Nombre de la compañía: EPN Proyecto: DIAMANTE PREMIUN CORP. WPS Precalificado Si: No: X | No Identificación XXXXXXXXXXXXXXXX Realizado por: Erazo -Ordoñez |
| Junta Utilizada Soldadura a: Un lado Dos lados X Preparar Junta: Si No X Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: Si No X Tipo de junta: Filete en T Tamaño de pierna: 10 mm Altura de garganta: 7mm | Técnica de Soldadura Procesos de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual X Automática Posición de Soldadura: 2F Técnica: Un pase Varios pases X Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de raíz: Amoladora Pases siguientes: Cepillo metalico. |
| Metal Base Especificación: ASTM A-36 Espesor: T1: 10mm T2= 25mm | Notas Verificar la alineación de la junta Asegurar limpieza de las partes. Firma: |
| Metal de Aporte Marca electrodo: Indura. Denominación Comercial: 230 Denominación AWS: E6011 Diámetros: 3.2 mm-4mm | |
| Precalentamiento Si No X Temp. de precalentamiento: Temp. entre pases: Min Max | |

| # de Pases | Metal de aporte | | Corriente | | Tensión de Trabajo | Vel. De avance en mm/min |
|------------|-----------------|---------------|------------------|---------|--------------------|--------------------------|
| | Clase | Diámetro (mm) | Tipo y Polaridad | Amp. | | |
| 1 | E6011 | 3.2 | AC | 80-120 | 22-25 | 150-180 |
| 2 | E6011 | 4 | AC | 120-160 | 29-30 | 250-300 |

Detalle de la Junta

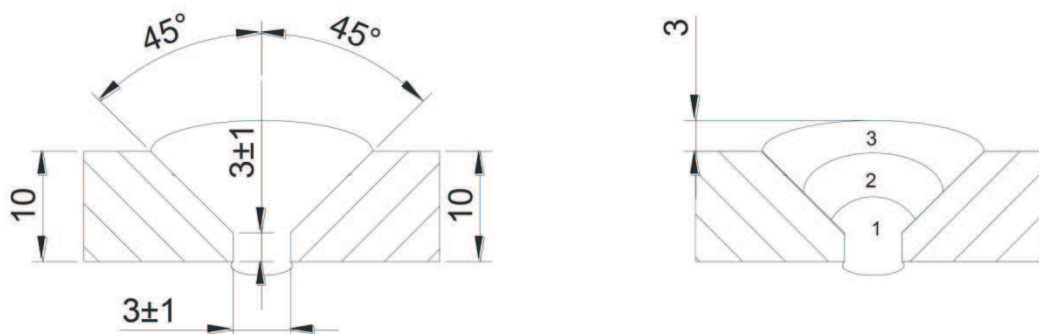


PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS 9)
JUNTA TIPO: VIGA IPE180-COLUMNA

| | |
|---|---|
| Nombre de la compañía: EPN Proyecto: DIAMANTE PREMIUN CORP. WPS Precalificado Si: No: X | No Identificación XXXXXXXXXXXXXXXXX Realizado por: Erazo -Ordoñez |
| Junta Utilizada Soldadura a: Un lado X Dos lados Respaldo: Si No X Preparar Junta: Si X No Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: Si X No Abertura raíz: 3 mm (+-1mm) Talón: 3 mm (+-1mm) Angulo de ranura: 45° (+-10°) | Técnica de Soldadura Procesos de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual X Automática Posición de Soldadura: 2G Técnica: Un pase Varios pases X Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de raíz: Amoladora Pases siguientes: Cepillo Metálico |
| Metal Base Especificación: ASTM A-36 Espesor: T1: 10 mm T2= 10mm | Notas Verificar la alineación de la junta Asegurar limpieza de las partes. Firma: |
| Metal de Aporte Marca electrodo: Indura. Denominación Comercial: 230 Denominación AWS: E6011 Diámetros: 3.2 mm-4mm | |
| Precalentamiento Si No X Temp. de precalentamiento: Temp. entre pases: Min Max | |

| # de Pases | Metal de aporte | | Corriente | | Tensión de Trabajo | Vel. De avance en mm/min |
|------------|-----------------|---------------|------------------|---------|--------------------|--------------------------|
| | Clase | Diámetro (mm) | Tipo y Polaridad | Amp. | | |
| 1 | E6011 | 3.2 | AC | 80-120 | 26-28 | 150-180 |
| 2 | E6011 | 4 | AC | 120-160 | 29-30 | 250-300 |
| 3 | E6011 | 4 | AC | 120-160 | 29-30 | 150-180 |

Detalle de la Junta



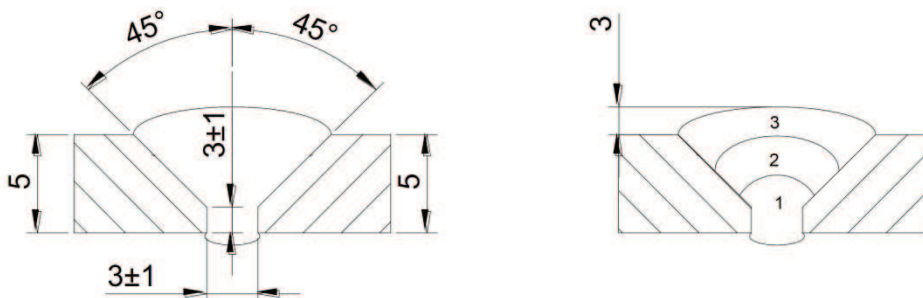
PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS 10)

JUNTA TIPO : TUBO 100X100X5-IPE 240

| | |
|---|---|
| Nombre de la compañía: EPN Proyecto: DIAMANTE PREMIUN CORP. WPS Precalificado Si: No: X | No Identificación XXXXXXXXXXXXXXXXX Realizado por: Erazo -Ordoñez |
| Junta Utilizada Soldadura a: Un lado X Dos lados Respaldo: Si No X Preparar Junta: Si X No Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: Si X No Abertura raíz: 3 mm (+-1mm) Talón: 3 mm (+-1mm) Angulo de ranura: 45° (+-10°) | Técnica de Soldadura Procesos de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual X Automática Posición de Soldadura: 2G Técnica: Un pase Varios pases X Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de raíz: Amoladora Pases siguientes: Cepillo Metálico |
| Metal Base Especificación: ASTM A-36 Espesor: T1: 5mm T2= 5mm | Notas Verificar la alineación de la junta Asegurar limpieza de las partes. Firma: |
| Metal de Aporte Marca electrodo: Indura. Denominación Comercial: 230 Denominación AWS: E6011 Diámetros: 3.2 mm-4mm | |
| Precalentamiento Si No X Temp. de precalentamiento: Temp. entre pases: Min Max | |

| # de Pases | Metal de aporte | | Corriente | | Tensión de Trabajo | Vel. De avance en mm/min |
|------------|-----------------|---------------|------------------|---------|--------------------|--------------------------|
| | Clase | Diámetro (mm) | Tipo y Polaridad | Amp. | | |
| 1 | E6011 | 3.2 | AC | 80-120 | 26-28 | 150-180 |
| 2 | E6011 | 4 | AC | 120-160 | 29-30 | 250-300 |
| 3 | E6011 | 4 | AC | 120-160 | 29-30 | 150-180 |

Detalle de la Junta



ANEXO 2. FICHA TÉCNICA KUBILOSA

FICHA TÉCNICA



KUBILOSA

Placa colaborante para losas con diseño moderno y fácil de instalar

CARACTERÍSTICAS:

- Elimina el uso de encofrados y apuntalamientos
- Instalación ultra rápida
- Reduce consumo de hormigón y hierro
- Sustituye el acero de refuerzo positivo
- Gran ahorro de mano de obra
- Fabricación a medida
- Sismo resistente



Único con sistema de fijación más fácil y seguro aprobado por el SCS Steel Deck Institute

TABLA DE PROPIEDADES KUBILOSA:

| PROPIEDADES DEL PANEL | | | | | |
|-----------------------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| ESPESOR (mm) | PESO (kg/m ²) | Is(+) (cm ² /m) | Is(-) (cm ² /m) | Ss(+) (cm ² /m) | Ss(-) (cm ² /m) |
| 0.65 | 6.37 | 29.30 | 28.86 | 9.61 | 14.54 |
| 0.70 | 6.85 | 32.29 | 31.83 | 10.72 | 15.71 |
| 0.76 | 7.44 | 35.97 | 35.47 | 12.10 | 17.13 |

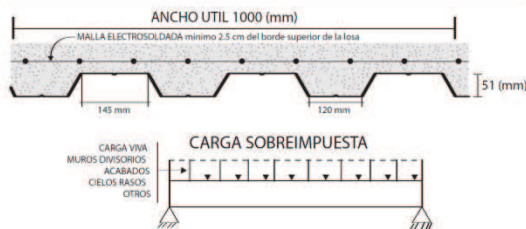
| VOLUMEN HORMIGÓN/m ³ | |
|---------------------------------|--|
| *ESPESOR DE LOSA (cm) | HORMIGÓN (m ³ /m ²) |
| 5 | 0.06950 |
| 6 | 0.07954 |
| 7 | 0.08954 |
| 8 | 0.09954 |
| 10 | 0.11954 |
| 12 | 0.13954 |

TABLA DE AYUDA PARA DISEÑO KUBILOSA:

| | | CARGA VIVA SOBREIMPUESTA (kg/m ²) | | | | | | | | | |
|-----------------------|--------------------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|
| ESPESOR KUBILOSA (mm) | *ESPESOR LOSA (cm) | SEPARACION ENTRE APOYOS (m) | | | | | | | | | |
| | | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.4 | 2.6 | 2.8 | 3.0 | 3.2 | 3.4 |
| 0.65 | 5 | 1940 | 1487 | 1164 | 924 | 742 | 600 | 488 | 397 | 323 | 261 |
| | 6 | 2252 | 1734 | 1364 | 1089 | 881 | 719 | 590 | 486 | 401 | 331 |
| | 7 | 2252 | 1981 | 1564 | 1255 | 1020 | 837 | 692 | 575 | 479 | 400 |
| | 8 | 2252 | 2228 | 1764 | 1420 | 1159 | 955 | 794 | 664 | 557 | 469 |
| | 10 | 2252 | 2252 | 2164 | 1751 | 1437 | 1192 | 998 | 842 | 714 | 608 |
| | 12 | 2252 | 2252 | 2252 | 2081 | 1714 | 1428 | 1202 | 1020 | 870 | 746 |
| 0.70 | 5 | 2252 | 1612 | 1265 | 1008 | 812 | 660 | 530 | 442 | 362 | 296 |
| | 6 | 2252 | 1879 | 1481 | 1186 | 962 | 788 | 650 | 538 | 447 | 371 |
| | 7 | 2252 | 2145 | 1687 | 1365 | 1112 | 916 | 760 | 634 | 531 | 446 |
| | 8 | 2252 | 2252 | 1912 | 1543 | 1262 | 1043 | 870 | 730 | 615 | 521 |
| | 10 | 2252 | 2252 | 2252 | 199 | 1562 | 1299 | 1090 | 922 | 784 | 670 |
| | 12 | 2252 | 2252 | 2252 | 2252 | 1862 | 1555 | 1311 | 1114 | 953 | 819 |
| 0.76 | 5 | 2252 | 1760 | 1384 | 1107 | 895 | 731 | 601 | 495 | 409 | 338 |
| | 6 | 2252 | 2050 | 1619 | 1301 | 1059 | 870 | 720 | 600 | 501 | 419 |
| | 7 | 2252 | 2252 | 1854 | 1496 | 1222 | 1009 | 840 | 704 | 593 | 500 |
| | 8 | 2252 | 2252 | 2089 | 1689 | 1385 | 1148 | 960 | 809 | 685 | 582 |
| | 10 | 2252 | 2252 | 2252 | 2078 | 1711 | 1426 | 1200 | 1016 | 868 | 744 |
| | 12 | 2252 | 2252 | 2252 | 2252 | 2036 | 1704 | 1440 | 1226 | 1052 | 907 |

MAXIMA LUZ SIN APUNTALAR SEGUN CONDICIONES DE APOYO

| ESPESOR KUBILOSA (mm) | *ESPESOR LOSA (cm) | 1 LUZ | | | 2 LUZ | | | 3 LUZ | | |
|-----------------------|--------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--|
| | | LUZ (m) | LUZ (m) | LUZ (m) | LUZ (m) | LUZ (m) | LUZ (m) | LUZ (m) | LUZ (m) | |
| 0.65 | 5 | 1.58 | 2.10 | 1.94 | | | | | | |
| | 6 | 1.51 | 2.02 | 1.86 | | | | | | |
| | 7 | 1.46 | 1.95 | 1.80 | | | | | | |
| | 8 | 1.40 | 1.89 | 1.74 | | | | | | |
| | 10 | 1.33 | 1.79 | 1.65 | | | | | | |
| | 12 | 1.27 | 1.70 | 1.57 | | | | | | |
| 0.70 | 5 | 1.61 | 2.16 | 2.00 | | | | | | |
| | 6 | 1.55 | 2.08 | 1.91 | | | | | | |
| | 7 | 1.49 | 2.00 | 1.85 | | | | | | |
| | 8 | 1.45 | 1.94 | 1.79 | | | | | | |
| | 10 | 1.37 | 1.83 | 1.69 | | | | | | |
| | 12 | 1.30 | 1.74 | 1.61 | | | | | | |
| 0.76 | 5 | 1.66 | 2.23 | 2.00 | | | | | | |
| | 6 | 1.59 | 2.14 | 1.97 | | | | | | |
| | 7 | 1.53 | 2.06 | 1.90 | | | | | | |
| | 8 | 1.48 | 2.00 | 1.83 | | | | | | |
| | 10 | 1.41 | 1.88 | 1.74 | | | | | | |
| | 12 | 1.34 | 1.79 | 1.65 | | | | | | |



Tolerancias según norma INEN 2 221:99
Tolerancia longitud: la tolerancia en longitud para paneles de hasta 7m, será de +40mm, para longitudes mayores a 7m, se añadirá 5mm, por cada incremento de 1m.
Tolerancia ancho útil: Está entre 3 y 5mm, de acuerdo a los espesores de materia prima de los que disponemos.
 KUBIEC se reserva el derecho de modificar las especificaciones de sus productos sin previo aviso.

Fabricado por: **KUBIEC** ... más que un buen acero



Vademécum de la Construcción y Decoración

ANEXO 3. FICHA TÉCNICA DEL BLOQUES DE DISENSA

Bloques Rocafuerte Livianos



PL-9

| | |
|---------------------------|--|
| Largo | : 39 cm |
| Altura | : 19 cm |
| Espesor | : 9 cm |
| Peso Seco | : 7 Kg. |
| Resistencia MPa | : 3 |
| Requerimiento | : 12,5 / m ² |
| Descripción | : Bloque de hormigón liviano. |
| Utilización | : Paredes livianas de 9 cm de espesor en exteriores, interiores y en pisos altos |
| Producido en | : Plantas Guayaquil y Machala |
| Unid. x paletas 1.22x1.22 | : 180 |



TL-9

| | |
|---------------------------|--|
| Largo | : 19 cm |
| Altura | : 19 cm |
| Espesor | : 9 cm |
| Peso Seco | : 3,6 Kg. |
| Resistencia MPa | : 3 |
| Requerimiento | : 25 u / m ² |
| Descripción | : Traba de hormigón liviano |
| Utilización | : Remate de paredes trabadas con bloques PL -9 |
| Producido en | : Planta Guayaquil |
| Unid. x paletas 1.22x1.22 | : 360 |



PL-14

| | |
|---------------------------|--|
| Largo | : 39 cm |
| Altura | : 19 cm |
| Espesor | : 14 cm |
| Peso Seco | : 9,2 Kg. |
| Resistencia MPa | : 4 |
| Requerimiento | : 12,5 u / m ² |
| Descripción | : Bloque de hormigón liviano |
| Utilización | : Paredes livianas de 14 cm. de espesor. Alta resistencia para interiores, exteriores y en pisos altos |
| Producido en | : Planta Guayaquil y Machala |
| Unid. x paletas 1.22x1.22 | : 120 |



ANEXO 4. FRAGMENTO DE LA TABLA 2.2 DE POBLACIONES ECUATORIANAS Y VALOR DEL FACTOR Z, DE LA NEC 2011

| | | | | |
|----------------------------|-------------------------------|-------------------------|----------|------|
| PUEBLO NUEVO | SIMON BOLIVAR | SIMON BOLIVAR | GUAYAS | 0.50 |
| SIMON BOLIVAR | SIMON BOLIVAR | SIMON BOLIVAR | GUAYAS | 0.50 |
| KILOMETRO VEINTE Y SEIS | VIRGEN DE FATIMA | SAN JACINTO DE YAGUACHI | GUAYAS | 0.35 |
| ELOY ALFARO | ELOY ALFARO (DURAN) | DURAN | GUAYAS | 0.40 |
| GUAYAQUIL | GUAYAQUIL | GUAYAQUIL | GUAYAS | 0.40 |
| CARPUELA | AMBUQUI | IBARRA | IMBABURA | 0.40 |
| CHALGUAYACU | PIMAMPIRO | PIMAMPIRO | IMBABURA | 0.40 |
| PIMAMPIRO | PIMAMPIRO | PIMAMPIRO | IMBABURA | 0.40 |
| MARIANO ACOSTA | MARIANO ACOSTA | PIMAMPIRO | IMBABURA | 0.40 |
| EL JUNCAL | AMBUQUI | IBARRA | IMBABURA | 0.40 |
| SAN RAFAEL | SAN RAFAEL | OTAVALO | IMBABURA | 0.40 |
| AMBUQUI | AMBUQUI | IBARRA | IMBABURA | 0.40 |
| SAN ANTONIO DE IBARRA | SAN ANTONIO | IBARRA | IMBABURA | 0.40 |
| SAN FRANCISCO DE NATABUELA | SAN ANTONIO | IBARRA | IMBABURA | 0.40 |
| SAN JOSE DE CHALTURA | SAN JOSE DE CHALTURA | ANTONIO ANTE | IMBABURA | 0.40 |
| IMANTAG | IMANTAG | COTACACHI | IMBABURA | 0.40 |
| COTACACHI | COTACACHI | COTACACHI | IMBABURA | 0.40 |
| QUIROGA | QUIROGA | COTACACHI | IMBABURA | 0.40 |
| SAN MIGUEL DE IBARRA | IMBAYA (SAN LUIS DE COBUENDO) | ANTONIO ANTE | IMBABURA | 0.40 |
| LA CALERA | COTACACHI | COTACACHI | IMBABURA | 0.40 |
| SAN ROQUE | SAN ROQUE | ANTONIO ANTE | IMBABURA | 0.40 |
| SAN JUAN DE ILUMAN | SAN JUAN DE ILUMAN | OTAVALO | IMBABURA | 0.40 |
| SALINAS | SALINAS | IBARRA | IMBABURA | 0.40 |
| CAHUASQUI | CAHUASQUI | SAN MIGUEL DE URCUQUI | IMBABURA | 0.40 |
| PABLO ARENAS | PABLO ARENAS | SAN MIGUEL DE URCUQUI | IMBABURA | 0.40 |
| TUMBABIRO | TUMBABIRO | SAN MIGUEL DE URCUQUI | IMBABURA | 0.40 |
| SAN BLAS | URCUQUI | SAN MIGUEL DE URCUQUI | IMBABURA | 0.40 |
| PRIORATO | SAN MIGUEL DE IBARRA | IBARRA | IMBABURA | 0.40 |
| SAN MIGUEL DE YAHUARCOCHA | SAN MIGUEL DE IBARRA | IBARRA | IMBABURA | 0.40 |
| CARANQUI | SAN MIGUEL DE IBARRA | IBARRA | IMBABURA | 0.40 |
| SANTA ROSA | SAN MIGUEL DE IBARRA | IBARRA | IMBABURA | 0.40 |
| OTAVALO | DOCTOR MIGUEL EGAS CABEZAS | OTAVALO | IMBABURA | 0.40 |
| CRUZ LOMA | EUGENIO ESPEJO (CALPAQUI) | OTAVALO | IMBABURA | 0.40 |
| SAN JOSE DE QUICHINCHE | SAN JOSE DE QUICHINCHE | OTAVALO | IMBABURA | 0.40 |
| SAN PABLO DEL LAGO | SAN PABLO | OTAVALO | IMBABURA | 0.40 |
| GONZALEZ SUAREZ | GONZALEZ SUAREZ | OTAVALO | IMBABURA | 0.40 |
| ATUNTAQUI | SAN JOSE DE CHALTURA | ANTONIO ANTE | IMBABURA | 0.40 |
| URCUQUI | URCUQUI | SAN MIGUEL DE URCUQUI | IMBABURA | 0.40 |
| CHAGUARPAMBA | CHAGUARPAMBA | CHAGUARPAMBA | LOJA | 0.30 |
| CATACocha | CATACocha | PALTAS | LOJA | 0.30 |
| ALAMOR | ALAMOR | PUYANGO | LOJA | 0.40 |
| MACARA | MACARA | MACARA | LOJA | 0.35 |
| CELICA | CELICA | CELICA | LOJA | 0.35 |

ANEXO 5. CARACTERÍSTICAS DE LOS PERFILES IPE



IPE (UNE 36526)



| PERFIL | DIMENSIONES | | | AREAS | | PESO | H_p/A |
|---------|-------------|-------------|-----------------|-------------------|-------------------------|-----------|-----------------------|
| | Alto mm | Ancho mm | Perímetro mm | Sección cm^2 | Desarrollo m^2/m_L | Kg/ m_L | (4 caras) m^{-1} |
| IPE 80 | 80 | 46 | 328 | 7,64 | 0,328 | 6,00 | 429,32 |
| IPE 100 | 100 | 55 | 400 | 10,30 | 0,400 | 8,10 | 388,35 |
| IPE 120 | 120 | 64 | 475 | 13,20 | 0,475 | 10,40 | 359,85 |
| IPE 140 | 140 | 73 | 551 | 16,40 | 0,551 | 12,90 | 335,98 |
| IPE 160 | 160 | 82 | 623 | 20,10 | 0,623 | 15,80 | 309,95 |
| IPE 180 | 180 | 91 | 698 | 23,90 | 0,698 | 18,80 | 292,05 |
| IPE 200 | 200 | 100 | 788 | 28,50 | 0,788 | 22,40 | 276,49 |
| IPE 220 | 220 | 110 | 848 | 33,40 | 0,848 | 26,20 | 253,89 |
| IPE 240 | 240 | 120 | 922 | 39,10 | 0,922 | 30,70 | 235,81 |
| IPE 270 | 270 | 135 | 1040 | 45,90 | 1,040 | 36,10 | 226,58 |
| IPE 300 | 300 | 150 | 1160 | 53,80 | 1,160 | 42,20 | 215,61 |
| IPE 330 | 330 | 160 | 1250 | 62,60 | 1,250 | 49,10 | 199,68 |
| IPE 360 | 360 | 170 | 1350 | 72,70 | 1,350 | 57,10 | 185,69 |
| IPE 400 | 400 | 180 | 1470 | 84,50 | 1,470 | 66,30 | 173,96 |
| IPE 450 | 450 | 190 | 1610 | 98,80 | 1,610 | 77,60 | 162,96 |
| IPE 500 | 500 | 200 | 1740 | 116,00 | 1,740 | 90,70 | 150,00 |
| IPE 550 | 550 | 210 | 1880 | 134,00 | 1,880 | 106,00 | 140,30 |
| IPE 600 | 600 | 220 | 2010 | 155,00 | 2,010 | 122,00 | 129,68 |

ANEXO 6. RESULTADOS DEL PRE DISEÑO DEL PÓRTICO PRINCIPAL ANTES DE LA OPTIMIZACIÓN

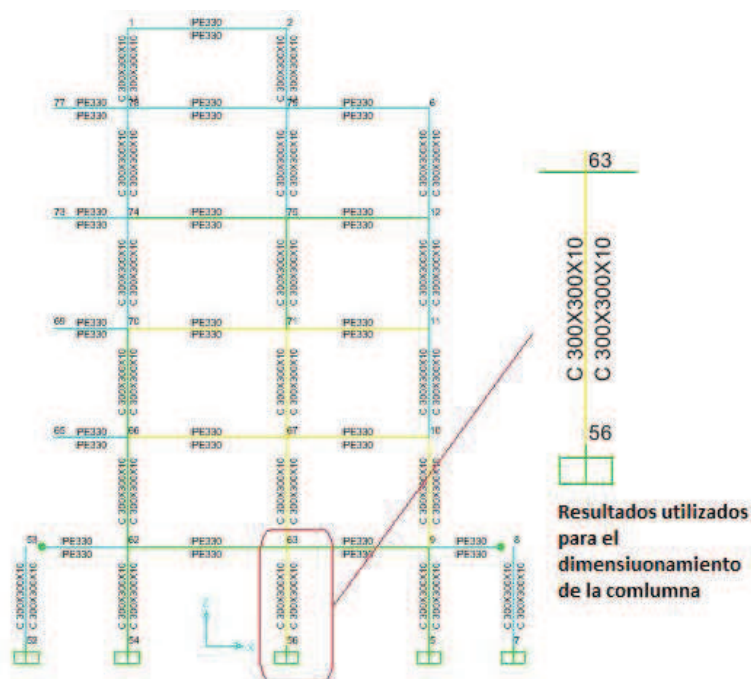


Figura A.1. Resultados del análisis “STEEL DESING”

RESULTADOS

| TABLE: Element Joint Forces - Frames | | | | | | |
|--------------------------------------|-------|---------------|-------|--------|---------|-----------|
| Frame | Joint | OutputCase | F1 | F3 | M2 | FrameElem |
| 1 | 54 | CRITICA SISMO | -8,8 | 154,8 | -941,2 | 1-1 |
| 1 | 62 | CRITICA SISMO | 8,8 | -154,0 | -234,0 | 1-1 |
| 2 | 62 | CRITICA SISMO | -11,9 | 123,4 | -1035,7 | 2-1 |
| 2 | 66 | CRITICA SISMO | 11,9 | -122,5 | -722,9 | 2-1 |
| 3 | 1 | CRITICA SISMO | 0,6 | 5,7 | -40,2 | 3-1 |
| 3 | 2 | CRITICA SISMO | -5,1 | 9,0 | 395,5 | 3-1 |
| 4 | 66 | CRITICA SISMO | -10,2 | 97,7 | -689,8 | 4-1 |
| 4 | 70 | CRITICA SISMO | 10,2 | -96,8 | -810,2 | 4-1 |
| 5 | 70 | CRITICA SISMO | -8,0 | 70,7 | -450,2 | 5-1 |
| 5 | 74 | CRITICA SISMO | 8,0 | -69,8 | -725,9 | 5-1 |
| 6 | 7 | CRITICA SISMO | -6,2 | 14,9 | -826,7 | 6-1 |
| 6 | 8 | CRITICA SISMO | 6,2 | -14,1 | 0,0 | 6-1 |
| 7 | 63 | CRITICA SISMO | 3,1 | 8,0 | 322,4 | 7-1 |
| 7 | 9 | CRITICA SISMO | -3,1 | 25,6 | 1377,2 | 7-1 |
| 8 | 9 | CRITICA SISMO | 6,9 | 5,8 | 473,3 | 8-1 |
| 8 | 8 | CRITICA SISMO | -6,9 | 14,1 | 0,0 | 8-1 |

| | | | | | | |
|----|----|---------------|-------|--------|---------|------|
| 9 | 74 | CRITICA SISMO | -4,5 | 40,3 | -161,0 | 9-1 |
| 9 | 78 | CRITICA SISMO | 4,5 | -39,4 | -496,9 | 9-1 |
| 10 | 78 | CRITICA SISMO | 0,6 | 6,3 | 28,0 | 10-1 |
| 10 | 1 | CRITICA SISMO | -0,6 | -5,7 | 40,2 | 10-1 |
| 11 | 5 | CRITICA SISMO | -11,8 | 139,5 | -1072,2 | 11-1 |
| 11 | 9 | CRITICA SISMO | 11,8 | -138,6 | -507,9 | 11-1 |
| 12 | 9 | CRITICA SISMO | -15,7 | 107,2 | -1342,5 | 12-1 |
| 12 | 10 | CRITICA SISMO | 15,7 | -106,3 | -970,6 | 12-1 |
| 13 | 10 | CRITICA SISMO | -13,1 | 76,2 | -901,4 | 13-1 |
| 13 | 11 | CRITICA SISMO | 13,1 | -75,3 | -1035,9 | 13-1 |
| 14 | 65 | CRITICA SISMO | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 14-1 |
| 14 | 66 | CRITICA SISMO | -0,8 | 17,1 | 843,5 | 14-1 |
| 15 | 66 | CRITICA SISMO | -0,9 | 7,7 | 569,2 | 15-1 |
| 15 | 67 | CRITICA SISMO | -0,9 | 29,7 | 1793,3 | 15-1 |
| 16 | 67 | CRITICA SISMO | 0,9 | 3,4 | 706,3 | 16-1 |
| 16 | 10 | CRITICA SISMO | -2,5 | 30,2 | 1872,0 | 16-1 |
| 17 | 69 | CRITICA SISMO | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 17-1 |
| 17 | 70 | CRITICA SISMO | -1,7 | 17,1 | 843,5 | 17-1 |
| 18 | 70 | CRITICA SISMO | -0,5 | 9,0 | 416,9 | 18-1 |
| 18 | 71 | CRITICA SISMO | -3,1 | 28,4 | 1666,6 | 18-1 |
| 19 | 71 | CRITICA SISMO | -1,0 | 4,9 | 578,8 | 19-1 |
| 19 | 11 | CRITICA SISMO | -2,3 | 28,7 | 1708,3 | 19-1 |
| 20 | 73 | CRITICA SISMO | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 20-1 |
| 20 | 74 | CRITICA SISMO | -2,5 | 17,1 | 843,5 | 20-1 |
| 21 | 74 | CRITICA SISMO | -1,0 | 12,3 | 43,4 | 21-1 |
| 21 | 75 | CRITICA SISMO | -4,6 | 25,0 | 1315,9 | 21-1 |
| 22 | 75 | CRITICA SISMO | -2,3 | 8,8 | 217,6 | 22-1 |
| 22 | 12 | CRITICA SISMO | -2,6 | 24,8 | 1332,0 | 22-1 |
| 23 | 77 | CRITICA SISMO | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 23-1 |
| 23 | 78 | CRITICA SISMO | -2,9 | 17,1 | 843,5 | 23-1 |
| 24 | 78 | CRITICA SISMO | -2,2 | 15,9 | -374,6 | 24-1 |
| 24 | 79 | CRITICA SISMO | -4,2 | 21,4 | 963,5 | 24-1 |
| 25 | 79 | CRITICA SISMO | 2,5 | 13,6 | -194,5 | 25-1 |
| 25 | 6 | CRITICA SISMO | -8,2 | 20,0 | 808,4 | 25-1 |
| 26 | 11 | CRITICA SISMO | -10,8 | 46,6 | -672,3 | 26-1 |
| 26 | 12 | CRITICA SISMO | 10,8 | -45,7 | -929,3 | 26-1 |
| 27 | 12 | CRITICA SISMO | -8,2 | 20,9 | -402,7 | 27-1 |
| 27 | 6 | CRITICA SISMO | 8,2 | -20,0 | -808,4 | 27-1 |
| 28 | 56 | CRITICA SISMO | -10,9 | 183,9 | -1034,5 | 28-1 |
| 28 | 63 | CRITICA SISMO | 10,9 | -229,7 | -419,8 | 28-1 |
| 29 | 63 | CRITICA SISMO | -17,7 | 148,5 | -1393,9 | 29-1 |
| 29 | 67 | CRITICA SISMO | 17,7 | -147,6 | -1222,4 | 29-1 |
| 30 | 67 | CRITICA SISMO | -17,8 | 114,5 | -1277,2 | 30-1 |
| 30 | 71 | CRITICA SISMO | 17,8 | -113,6 | -1346,2 | 30-1 |

| | | | | | | |
|------|------|---------------|-------|-------|---------|------|
| 31 | 71 | CRITICA SISMO | -13,7 | 80,3 | -899,1 | 31-1 |
| 31 | 75 | CRITICA SISMO | 13,7 | -79,4 | -1129,0 | 31-1 |
| 32 | 75 | CRITICA SISMO | -6,9 | 45,6 | -404,5 | 32-1 |
| 32 | 79 | CRITICA SISMO | 6,9 | -44,7 | -608,5 | 32-1 |
| 33 | 79 | CRITICA SISMO | -5,1 | 9,6 | -160,5 | 33-1 |
| 33 | 2 | CRITICA SISMO | 5,1 | -9,0 | -395,5 | 33-1 |
| 74 | 52 | CRITICA SISMO | -6,2 | 4,7 | -824,3 | 74-1 |
| 74 | 53 | CRITICA SISMO | 6,2 | -3,9 | 0,0 | 74-1 |
| 79 | 53 | CRITICA SISMO | -6,9 | 3,9 | 0,0 | 79-1 |
| 79 | 62 | CRITICA SISMO | 6,9 | 19,7 | 1072,7 | 79-1 |
| 80 | 62 | CRITICA SISMO | -3,8 | 10,8 | 197,0 | 80-1 |
| 80 | 63 | CRITICA SISMO | 3,8 | 26,6 | 1491,4 | 80-1 |
| Text | Text | Text | Kip | Kip | Kip-in | Text |

ANEXO 7. RESULTADOS LUEGO DEL PROCESO DE DEL PROCESO DE OPTIMIZACIÓN

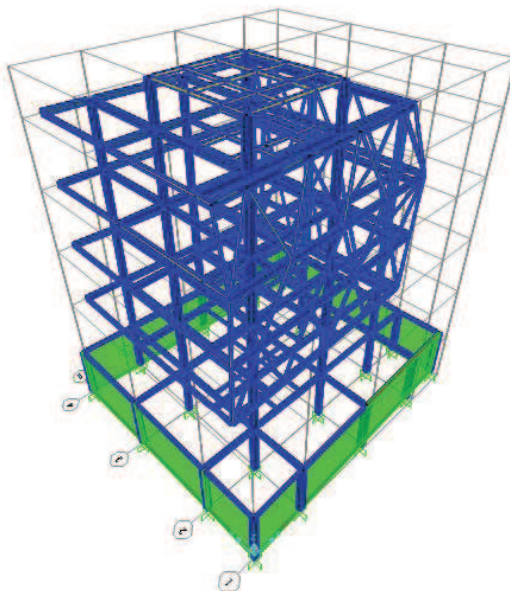


Figura A7.1. Geometría de la estructura simulada

| TABLE: Material List 2 - By Section Property | | | |
|--|-----------|-------------|-------------|
| Section | NumPieces | TotalLength | TotalWeight |
| Text | Unitless | m | Tonf |
| T100X100X | 57 | 230,43413 | 2,53 |
| IPE330 | 161 | 497,00229 | 16,51 |
| IPE180 | 84 | 158,2 | 2,97 |
| IPE240 | 24 | 99,15714 | 8,05 |
| Columna 30x30x10 | 55 | 178,82 | 19,50 |
| Total | | | 49,65 |

RESULTADOS PESO DE LOS ELEMENTOS SIMULADOS

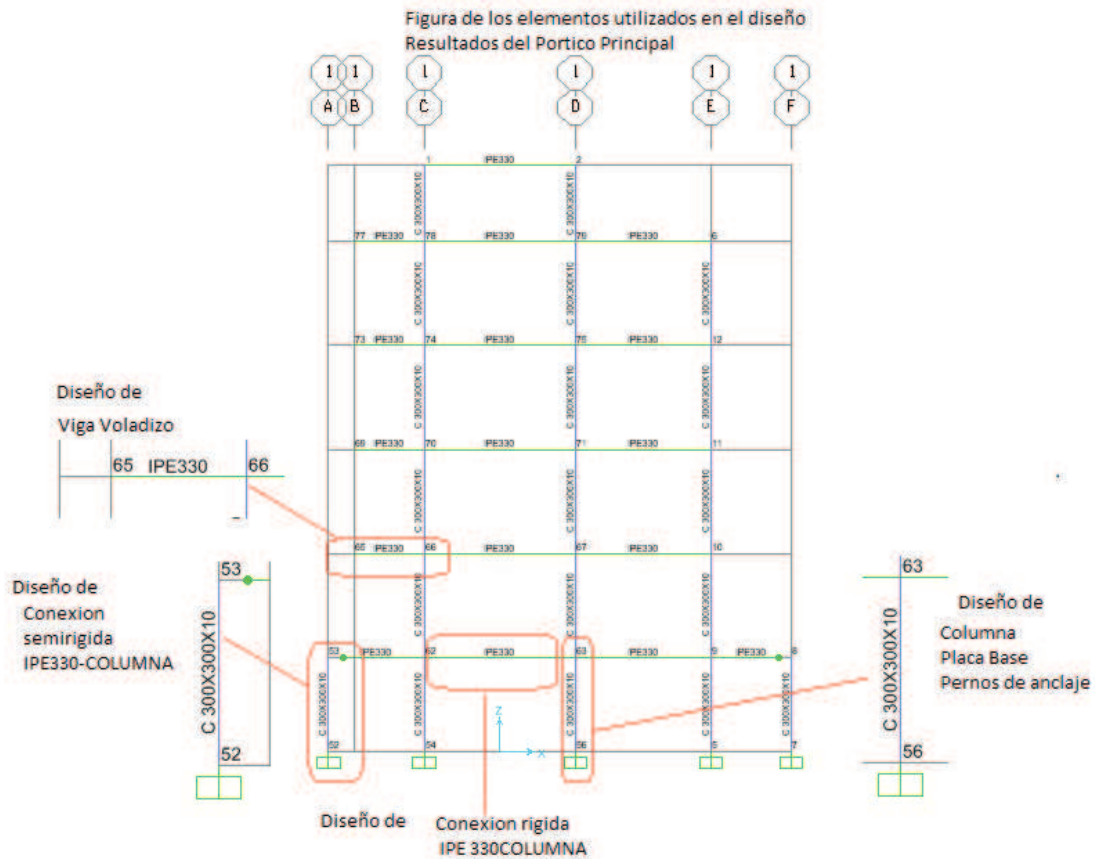


Figura A7.2. Elementos utilizados en el diseño. Pórtico principal.

| TABLE: Element Joint Forces - Frames | | | | | | | |
|--------------------------------------|-------|---------------|----------|-----------|---------|--------|-----------|
| Frame | Joint | OutputCase | F1 | F3 | M2 | M3 | FrameElem |
| 1 | 54 | CRITICA SISMO | -7,9011 | 150,14339 | -941,2 | -705,9 | 1-1 |
| 1 | 62 | CRITICA SISMO | 7,9011 | - | -234,0 | -175,5 | 1-1 |
| 2 | 62 | CRITICA SISMO | -10,7199 | 119,72904 | -1035,7 | -776,8 | 2-1 |
| 2 | 66 | CRITICA SISMO | 10,7199 | - | -722,9 | -542,1 | 2-1 |
| 3 | 1 | CRITICA SISMO | 0,567 | 5,50184 | -40,2 | -30,2 | 3-1 |
| 3 | 2 | CRITICA SISMO | -4,6224 | 8,71351 | 395,5 | 296,6 | 3-1 |
| 4 | 66 | CRITICA SISMO | -9,1431 | 94,78646 | -689,8 | -517,3 | 4-1 |
| 4 | 70 | CRITICA SISMO | 9,1431 | -93,90958 | -810,2 | -607,6 | 4-1 |
| 5 | 70 | CRITICA SISMO | -7,1694 | 68,58191 | -450,2 | -337,7 | 5-1 |
| 5 | 74 | CRITICA SISMO | 7,1694 | -67,706 | -725,9 | -544,4 | 5-1 |
| 6 | 7 | CRITICA SISMO | -5,5584 | 14,45785 | -826,7 | -620,0 | 6-1 |
| 6 | 8 | CRITICA SISMO | 5,5584 | -13,66342 | 0,0 | 0,0 | 6-1 |
| 7 | 63 | CRITICA SISMO | 2,7657 | 7,74739 | 322,4 | 241,8 | 7-1 |
| 7 | 9 | CRITICA SISMO | -2,7657 | 24,83782 | 1377,2 | 1032,9 | 7-1 |
| 8 | 9 | CRITICA SISMO | 6,2424 | 5,62212 | 473,3 | 354,9 | 8-1 |

| | | | | | | | |
|----|----|---------------|-------------|------------|---------|---------|------|
| 8 | 8 | CRITICA SISMO | -6,2424 | 13,66342 | 0,0 | 0,0 | 8-1 |
| 9 | 74 | CRITICA SISMO | -4,0104 | 39,10458 | -161,0 | -120,8 | 9-1 |
| 9 | 78 | CRITICA SISMO | 4,0104 | -38,22867 | -496,9 | -372,7 | 9-1 |
| 10 | 78 | CRITICA SISMO | 0,567 | 6,14398 | 28,0 | 21,0 | 10-1 |
| 10 | 1 | CRITICA SISMO | -0,567 | -5,50184 | 40,2 | 30,2 | 10-1 |
| 11 | 5 | CRITICA SISMO | -10,6245 | 135,27232 | -1072,2 | -804,2 | 11-1 |
| 11 | 9 | CRITICA SISMO | 10,6245 | -134,47789 | -507,9 | -381,0 | 11-1 |
| 12 | 9 | CRITICA SISMO | -14,1003 | 104,01698 | -1342,5 | -1006,9 | 12-1 |
| 12 | 10 | CRITICA SISMO | 14,1003 | -103,14107 | -970,6 | -727,9 | 12-1 |
| 13 | 10 | CRITICA SISMO | -11,8098 | 73,8849 | -901,4 | -676,1 | 13-1 |
| 13 | 11 | CRITICA SISMO | 11,8098 | -73,00802 | -1035,9 | -776,9 | 13-1 |
| 14 | 65 | CRITICA SISMO | 2,2032E-16 | 3,7035E-15 | 0,0 | 0,0 | 14-1 |
| 14 | 66 | CRITICA SISMO | -0,7443 | 16,62483 | 843,5 | 632,6 | 14-1 |
| 15 | 66 | CRITICA SISMO | -0,8325 | 7,44184 | 569,2 | 426,9 | 15-1 |
| 15 | 67 | CRITICA SISMO | -0,7893 | 28,80124 | 1793,3 | 1345,0 | 15-1 |
| 16 | 67 | CRITICA SISMO | 0,8325 | 3,32807 | 706,3 | 529,7 | 16-1 |
| 16 | 10 | CRITICA SISMO | -2,2905 | 29,25714 | 1872,0 | 1404,0 | 16-1 |
| 17 | 69 | CRITICA SISMO | -9,018E-13 | 9,2121E-15 | 0,0 | 0,0 | 17-1 |
| 17 | 70 | CRITICA SISMO | -1,4877 | 16,62483 | 843,5 | 632,6 | 17-1 |
| 18 | 70 | CRITICA SISMO | -0,486 | 8,70284 | 416,9 | 312,7 | 18-1 |
| 18 | 71 | CRITICA SISMO | -2,7585 | 27,54024 | 1666,6 | 1249,9 | 18-1 |
| 19 | 71 | CRITICA SISMO | -0,8703 | 4,79277 | 578,8 | 434,1 | 19-1 |
| 19 | 11 | CRITICA SISMO | -2,0457 | 27,79244 | 1708,3 | 1281,2 | 19-1 |
| 20 | 73 | CRITICA SISMO | -3,6063E-13 | -1,567E-14 | 0,0 | 0,0 | 20-1 |
| 20 | 74 | CRITICA SISMO | -2,2815 | 16,62483 | 843,5 | 632,6 | 20-1 |
| 21 | 74 | CRITICA SISMO | -0,8775 | 11,97659 | 43,4 | 32,6 | 21-1 |
| 21 | 75 | CRITICA SISMO | -4,0968 | 24,26649 | 1315,9 | 986,9 | 21-1 |
| 22 | 75 | CRITICA SISMO | -2,0916 | 8,50108 | 217,6 | 163,2 | 22-1 |
| 22 | 12 | CRITICA SISMO | -2,3814 | 24,08413 | 1332,0 | 999,0 | 22-1 |
| 23 | 77 | CRITICA SISMO | -1,0818E-12 | 3,3242E-15 | 0,0 | 0,0 | 23-1 |
| 23 | 78 | CRITICA SISMO | -2,6289 | 16,62483 | 843,5 | 632,6 | 23-1 |
| 24 | 78 | CRITICA SISMO | -1,9485 | 15,45889 | -374,6 | -280,9 | 24-1 |
| 24 | 79 | CRITICA SISMO | -3,7827 | 20,78322 | 963,5 | 722,6 | 24-1 |
| 25 | 79 | CRITICA SISMO | 2,2302 | 13,20558 | -194,5 | -145,9 | 25-1 |
| 25 | 6 | CRITICA SISMO | -7,3827 | 19,37963 | 808,4 | 606,3 | 25-1 |
| 26 | 11 | CRITICA SISMO | -9,7641 | 45,21655 | -672,3 | -504,3 | 26-1 |
| 26 | 12 | CRITICA SISMO | 9,7641 | -44,33967 | -929,3 | -697,0 | 26-1 |

| | | | | | | | |
|------|------|---------------|----------|----------------|---------|---------|------|
| 27 | 12 | CRITICA SISMO | -7,3827 | 20,25554 | -402,7 | -302,0 | 27-1 |
| 27 | 6 | CRITICA SISMO | 7,3827 | -19,37963 | -808,4 | -606,3 | 27-1 |
| 28 | 56 | CRITICA SISMO | -9,7785 | 178,37621 | -1034,5 | -775,9 | 28-1 |
| 28 | 63 | CRITICA SISMO | 9,7785 | - 177,58178 | -419,8 | -314,9 | 28-1 |
| 29 | 63 | CRITICA SISMO | -15,9489 | 144,08089 | -1393,9 | -1045,5 | 29-1 |
| 29 | 67 | CRITICA SISMO | 15,9489 | - 143,20498 | -1222,4 | -916,8 | 29-1 |
| 30 | 67 | CRITICA SISMO | -15,9921 | 111,0747 | -1277,2 | -957,9 | 30-1 |
| 30 | 71 | CRITICA SISMO | 15,9921 | - 110,19879 | -1346,2 | -1009,7 | 30-1 |
| 31 | 71 | CRITICA SISMO | -12,3633 | 77,86578 | -899,1 | -674,3 | 31-1 |
| 31 | 75 | CRITICA SISMO | 12,3633 | -76,98987 | -1129,0 | -846,7 | 31-1 |
| 32 | 75 | CRITICA SISMO | -6,1749 | 44,2223 | -404,5 | -303,4 | 32-1 |
| 32 | 79 | CRITICA SISMO | 6,1749 | -43,34639 | -608,5 | -456,4 | 32-1 |
| 33 | 79 | CRITICA SISMO | -4,6224 | 9,35662 | -160,5 | -120,4 | 33-1 |
| 33 | 2 | CRITICA SISMO | 4,6224 | -8,71351 | -395,5 | -296,6 | 33-1 |
| 74 | 52 | CRITICA SISMO | -5,5422 | 4,60556 | -824,3 | -618,2 | 74-1 |
| 74 | 53 | CRITICA SISMO | 5,5422 | -3,81113 | 0,0 | 0,0 | 74-1 |
| 79 | 53 | CRITICA SISMO | -6,2235 | 3,81113 | 0,0 | 0,0 | 79-1 |
| 79 | 62 | CRITICA SISMO | 6,2235 | 19,13131 | 1072,7 | 804,5 | 79-1 |
| 80 | 62 | CRITICA SISMO | -3,4056 | 10,48861 | 197,0 | 147,8 | 80-1 |
| 80 | 63 | CRITICA SISMO | 3,4056 | 25,75447 | 1491,4 | 1118,6 | 80-1 |
| Text | Text | Text | Kip | Kip | Kip-in | | Text |

ANEXO 8. CÁLCULOS DE LOS CASOS DE ESTUDIO

A8.1. CONEXIÓN VIGA IPE 240 – VIGA IPE 330

A8.1.1. DESPATINAMIENTO

$$k = \frac{h - d}{2} = \frac{240 - 190}{2} = 25 \text{ mm}$$

$$l_{\text{recorte}} = \frac{1}{2}b - \frac{1}{2}tw + \left(\text{de } 0 \text{ a } \frac{1}{4}in\right)$$

$$l_{\text{recorte}} = \frac{1}{2} * 160 - \frac{1}{2} * 7,5 = 76,25 \text{ mm} \approx 77 \text{ mm}$$

El espesor mínimo del alma de la viga:

$$t_w \geq \frac{0,75(0,6F_{EXX})(2*0,707w)}{0,75(0,6F_u)}, \text{ Para todas las uniones se utilizará electrodos E6010}$$

$$(F_{EXXu} = 60 \text{ ksi y } F_u = 58 \text{ ksi})$$

Se sabe que

$$t_w = \frac{6,2}{25,4} in \equiv \frac{0,75 \ 0,6F_{EXX} \ 2 * 0,707w}{0,75 \ 0,6 * Fu}$$

$$0,244in = \frac{0,75 \ 0,6 * 60 \ 2 * 0,707w}{0,75 \ 0,6 * 58}$$

$$w = 0,16 in \approx \frac{3}{16} in$$

Con este valor de soldadura mínima requerida, se escoge un ángulo de unión:

Se escoge un ángulo de 3x3 x1/4 in.

A8.1.2. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE LA SOLDADURA A TENSIÓN Y CORTANTE EN CONEXIONES CON ÁNGULOS

Se tiene el mayor valor $V_u = P$ de cortante en el subsuelo con un valor de 4,07kip para la viga número 70

$$W_u = \frac{P}{2L^2} \sqrt{L^2 + 12.9e_2}$$

$$e_2 = 3in$$

La resistencia de diseño de la soldadura de filete de longitud unitaria se supone como:

$$W_d = 0,75 \ 0,6F_{EXX} \ w \ \text{sen } 45$$

$$W_d = 8,48 \ \text{kips}$$

$$0,75 * W_d = W_u$$

$$0,75 * W_u = \frac{P}{2L^2} \sqrt{L^2 + 12.9e_2}$$

$$0,75 * 8,48 = \frac{4,07}{2L^2} \sqrt{L^2 + 12.9 * 3}$$

$$3,12 = \frac{1}{L^2} \sqrt{L^2 + 12.9 * 3}$$

$$L = 1,4 \text{ in} \approx 4 \text{ cm}$$

A8.1.3. COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL METAL BASE A CORTANTE

a) Resistencia del metal base:

$$R_{Mb} = 1 * (0,6 Fy) * w \text{ sen } 45 * L = 0,6 * 36 * \frac{3}{16} * \text{sen}45 * 1,4 = 4 \text{ kip}$$

b) Resistencia al diseño de la soldadura

$$R_s = 0,75 * 0,6 F_{EXX} * w \text{ sen } 45 * L = 0,75 * 0,6 * 60 * \frac{3}{16} * \text{sen}45 * 1,4 = 5,08 \text{ kip}$$

$R_{Mb} < R_s$ Por lo tanto el ángulo 3x3 x1/4 in cumple con los requerimientos a cortante.

A8.2. CONEXIÓN VIGA IPE 180 – VIGA IPE180

A8.2.1. Recorte o despatinamiento

La profundidad mínima de recorte se denominara $d_{\text{corte}} = k$

$$k = \frac{h - d}{2} = \frac{180 - 146}{2} = 17 \text{ mm}$$

$$l_{\text{recorte}} = \frac{1}{2} * 91 - \frac{1}{2} * 5,3 = 48,2 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

$t_w \geq \frac{0,75(0,6F_{EXX})(2*0,707w)}{0,75(0,6F_u)}$, Para todas las uniones se utilizará electrodos E6010

($F_{EXXu} = 60 \text{ ksi}$ y $F_u = 58 \text{ ksi}$).

Se sabe que

$$t_w = \frac{5,3}{25,4} \text{ in} \equiv \frac{0,75 * 0,6F_{EXX} * 2 * 0,707w}{0,75 * 0,6 * Fu}$$

$$0,2 \text{ in} = \frac{0,75 * 0,6 * 60 * 2 * 0,707w}{0,75 * 0,6 * 58}$$

$$w = 0,13 \text{ in} \approx \frac{1}{8} \text{ in}$$

Con este valor de soldadura mínima requerida se escogerá un ángulo de unión:
Se escoge un ángulo de 3x3 x1/4 in.

A8.2.2. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE LA SOLDADURA A TENSIÓN Y CORTANTE EN CONEXIONES CON ÁNGULOS

Se tiene el mayor valor $V_u = P$ de cortante en la terraza con un valor de 4,6kip para la viga número 252.

$$W_u = \frac{P}{2L^2} \sqrt{L^2 + 12.9e_2}$$

$$e_2 = 3 \text{ in}$$

La resistencia de diseño de la soldadura de filete de longitud unitaria se supone como:

$$W_d = 0,75 \cdot 0,6 F_{EXX} w \text{ sen } 45$$

$$W_d = 8,48 \text{ kips}$$

$$0,75 * W_d = W_u$$

$$0,75 * W_u = \frac{P}{2L^2} \sqrt{L^2 + 12.9e_2}$$

$$0,75 * 8,48 = \frac{4,6}{2L^2} \sqrt{L^2 + 12.9 * 3}$$

$$2,82 = \frac{1}{L^2} \sqrt{L^2 + 12.9 * 3}$$

$$L = 1,5 \text{ in} \approx 4 \text{ cm}$$

A8.2.3. COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL METAL BASE A CORTANTE

a) Resistencia del metal base:

$$R_{Mb} = 1 * (0,6 Fy) * w \text{ sen } 45 * L = 0,6 * 36 * \frac{1}{8} * \text{sen}45 * 1,5 = 2,86 \text{ kip}$$

b) Resistencia al diseño de la soldadura

$$R_s = 0,75 * 0,6 F_{EXX} * w \text{ sen } 45 * L = 0,75 * 0,6 * 60 * \frac{1}{8} * \text{sen}45 * 1,5 = 3,64 \text{ kip}$$

$R_{Mb} < R_s$ Por lo tanto el ángulo 3x3 x1/4 in cumple con los requerimientos a cortante.

A8.3. CONEXIÓN VIGA IPE 330 – VIGA IPE 330

A8.3.1. DESPATINAMIENTO

$$k = \frac{h - d}{2} = \frac{330 - 271}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$l_{\text{recorte}} = \frac{1}{2} * 160 - \frac{1}{2} * 7,5 = 77 \text{ mm}$$

$$t_w \geq \frac{0,75(0,6F_{EXX})(2*0,707w)}{0,75(0,6F_u)}, \text{ Para todas las uniones se utilizará electrodos E6010}$$

$$(F_{EXXu} = 60 \text{ ksi y } F_u = 58 \text{ ksi})$$

Se sabe que:

$$t_w = \frac{7,5}{25,4} \text{ in} \equiv \frac{0,75 \ 0,6F_{EXX} \ 2 * 0,707w}{0,75 \ 0,6 * F_u}$$

$$0,2 \text{ in} = \frac{0,75 \ 0,6 * 60 \ 2 * 0,707w}{0,75 \ 0,6 * 58}$$

$$w = 0,2 \text{ in} \approx \frac{1}{4} \text{ in}$$

Con este valor de soldadura mínima requerida se escogerá un ángulo de unión, como es el ángulo de 3x3x1/4 in.

A8.3.2. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE LA SOLDADURA A TENSIÓN Y CORTANTE EN CONEXIONES CON ÁNGULOS

Se tiene el mayor valor $V_u = P$ de cortante en Planta alta 1 con un valor de 28,31kip para la viga número 179

$$W_u = \frac{P}{2L^2} \sqrt{L^2 + 12,9e_2}$$

$$e_2 = 3 \text{ in}$$

La resistencia de diseño de la soldadura de filete de longitud unitaria se supone como:

$$W_d = 0,75 \ 0,6F_{EXX} \ w \ \text{sen } 45$$

$$W_d = 8,48 \ \text{kips}$$

$$0,75 * W_d = W_u$$

$$0,75 * W_u = \frac{P}{2L^2} \sqrt{L^2 + 12,9e_2}$$

$$0,75 * 8,48 = \frac{28,31}{2L^2} \sqrt{L^2 + 12,9 * 3}$$

$$0,44 = \frac{1}{L^2} \overline{L^2 + 12,9 * 3}$$

$$L = 3,5 \text{ in} \approx 9 \text{ cm}$$

A8.2.3. COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL METAL BASE A CORTANTE

a) Resistencia del metal base:

$$R_{Mb} = 1 * (0,6 Fy) * w \text{ sen } 45 * L = 0,6 * 36 * \frac{1}{4} * \text{sen}45 * 3,5 = 13,36 \text{ kip}$$

b) Resistencia al diseño de la soldadura

$$\begin{aligned} R_s &= 0,75 * 0,6 F_{EXX} * w \text{ sen } 45 * L = 0,75 * 0,6 * 60 * \frac{1}{4} * \text{sen}45 * 3,5 \\ &= 16,7 \text{ kip} \end{aligned}$$

$R_{Mb} < R_s$ Por lo tanto el ángulo 3x3x1/4 in cumple con los requerimientos a cortante.

ANEXO 9
PLANOS ESTRUCTURALES