



POSGRADOS

MAESTRÍA EN INGENIERÍA MECÁNICA CON MENCIÓN EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN OBRAS CIVILES E INDUSTRIALES

RPC-SO-24-NO.540-2020

OPCIÓN DE TITULACIÓN:

PROYECTO DE TITULACIÓN CON
COMPONENTES DE INVESTIGACIÓN
APLICADA Y/O DE DESARROLLO

TEMA:

DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA
METÁLICA PARA EL SOPORTE DE
EQUIPOS EN UNA PLANTA DE
PRODUCCIÓN DE BLOQUES DE
HORMIGÓN UBICADA EN LA REGIÓN
AMAZÓNICA ECUATORIANA

AUTOR:

WILSON ADRIÁN ZÚÑIGA QUISPE

DIRECTOR:

WILLIAM GUSTAVO DÍAZ DÁVILA

QUITO – ECUADOR
2025



Autor(es):



Wilson Adrián Zúñiga Quispe

Ingeniero Mecánico

Candidato a Magíster en Ingeniería Mecánica con mención en Diseño De Estructuras Metálicas En Obras Civiles E Industriales por la Universidad Politécnica Salesiana – Sede Quito.

wzuniga@est.ups.edu.ec

Dirigido por:



William Gustavo Díaz Dávila

Ingeniero Mecánico

Magíster en Gestión de la Producción

wdiaz@ups.edu.ec

Todos los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo excepción prevista en la Ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra para fines comerciales, sin contar con autorización de los titulares de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual. Se permite la libre difusión de este texto con fines académicos investigativos por cualquier medio, con la debida notificación a los autores.

DERECHOS RESERVADOS

2025 © Universidad Politécnica Salesiana.

QUITO– ECUADOR – SUDAMÉRICA

WILSON ADRIÁN ZÚNIGA QUISPE

DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA PARA EL SOPORTE DE EQUIPOS EN UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN DE BLOQUES DE HORMIGÓN UBICADA EN LA REGIÓN AMAZÓNICA ECUATORIANA

DEDICATORIA

A Vanessa, mi esposa, por su amor y firme compañía en cada etapa de este desafío.
A mi hija Isabella, que con su alegría y ternura han sido mi mayor inspiración para seguir avanzando.

A mi padre Wilson y a mi madre Katerina, por su ejemplo y apoyo constante.

A cada uno de ustedes, gracias por su predisposición para ayudarme en este camino. Este logro es el reflejo del esfuerzo de todos.

Wilson Adrián Zúñiga Quispe

AGRADECIMIENTO

Mi más profundo agradecimiento a Vanessa, cuya dedicación, paciencia y apoyo constante han sido fundamentales. Tu comprensión en los momentos de mayor exigencia y tu ayuda en los días difíciles me brindaron el impulso necesario para alcanzar esta meta.

A mi hija Isabella, por ser mi fuente inagotable de motivación. Este logro también es para ti, como símbolo del esfuerzo y del ejemplo que deseo transmitirte.

Mi sincero agradecimiento a mi padre Wilson y a mi madre Katerina, quienes han sido guía y sostén a lo largo de mi vida. Gracias por inculcarme valores, disciplina y la convicción de que con dedicación todo es posible.

A cada uno de ustedes, mi profunda gratitud por acompañarme y alentarme siempre.

Wilson Adrián Zúñiga Quispe

TABLA DE CONTENIDO

Resumen	13
Abstract	14
1. Introducción	15
2. Determinación del Problema.....	17
2.1 Formulación del problema	18
2.1.1 Problema general	18
2.1.2 Problemas específicos	18
2.2 Justificación de la investigación.....	18
2.3 Objetivos.....	19
2.3.1 Objetivo General.....	19
2.3.2 Objetivos Específicos	19
3. Marco teórico referencial.....	20
3.1 Normativa aplicable.....	20
3.2 Prefabricados de hormigón	20
3.3 Bloques prensados de hormigón (producto)	21
3.4 Materias primas.....	23
3.5 Concepto de vibro-prensado.....	25
3.6 Tratamiento del hormigón	26
3.7 Planta de producción de bloques (estado actual).....	27
3.7.1 Dispositivo de mezclado	28
3.7.2 Banda transportadora	29
3.7.3 Máquina de vibro-prensado.....	30
3.7.4 Zona de carga y transporte.....	30
3.7.5 Zona de curado	31
3.7.6 Zona de productos terminados	31
4. Materiales y metodología.....	32
4.1 Metodología	32
4.2 Diseño de la tolva de agregados.....	33
4.2.1 Diseño geométrico	33
4.2.2 Cálculo de presiones.....	34

4.2.3	Cálculo de espesor de las planchas	39
4.2.4	Diseño final	40
4.3	Planteamiento estructural.....	42
4.3.1	Diseño geométrico	42
4.3.2	Cargas permanentes y variables.....	47
4.4	Predimensionamiento estructural	48
4.5	Predimensionamiento Módulo 1.....	48
4.5.1	Segundo nivel (techo).....	48
4.5.2	Primer nivel (planta baja)	56
4.5.3	Cortante basal.....	68
4.5.4	Dimensionamiento de pernos de anclaje y placa base	73
4.6	Predimensionamiento Módulo 2.....	78
4.6.1	Stock cemento	80
4.6.2	Stock aditivos.....	85
4.6.3	Dimensionamiento de pernos de anclaje y placa base	95
4.7	Estantería modular para el proceso de curado	100
4.7.1	Ángulos de apoyo	102
5.	Resultados y discusión.....	110
5.1	Análisis estructural módulo 1	110
5.1.1	Propuesta final.....	115
5.1.2	Verificación de los pernos de anclaje y placa base	115
5.2	Análisis estructural módulo 2	117
5.2.1	Propuesta final.....	121
5.2.2	Verificación de los pernos de anclaje y placa base	122
5.3	Análisis de factibilidad financiera	123
6.	Conclusiones	126
7.	Referencias	127
8.	Anexos	129

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resistencia neta mínima a la compresión en bloques de hormigón [7]... 22	22
Tabla 2. Carga muerta estructural Módulo 1..... 72	72
Tabla 3. Carga de almacenamiento Módulo 1. 72	72
Tabla 4. Carga Muerta Estructural Módulo 2..... 96	96
Tabla 5. Carga de almacenamiento Módulo 2. 96	96
Tabla 6. Costo de implementación – propios. 124	124
Tabla 7. Costos de implementación - terceros. 124	124
Tabla 8. Comparativa de costos de implementación..... 125	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Arena lavada de río[10].....	24
Figura 2. Roca triturada o chispa [10].	24
Figura 3. Probetas con distintos grados de segregación [12].	26
Figura 4. Estado actual de la planta de producción de bloques	28
Figura 5. Acumulación de residuos en bandas transportadoras planas [15].....	29
Figura 6. Sistema de vibración, ejes y masas excéntricas [16].	30
Figura 7. Método de curado manual- SENA [17].	31
Figura 8. Geometría de la tolva de agregados.	33
Figura 9. Capacidad bruta de la tolva de agregados.	34
Figura 10. Ángulos de inclinación de las superficies de la tolva.	35
Figura 11. Presiones máximas (Ravenet).	37
Figura 12. Diseño final de la tolva con sus características.	40
Figura 13. Posición referencial de un equipo respecto al otro.	42
Figura 14. Alturas libres referenciales.....	43
Figura 15. Anchos libres referenciales.	43
Figura 16. Geometría planteada.	44
Figura 17. Vista Lateral.....	45
Figura 18. Vista Frontal.	45
Figura 19. Vista Superior.	46
Figura 20. Peso del mezclador de agregados.....	46
Figura 21. NEC- Cargas No Sísmicas[1].....	47
Figura 22. Módulo 1 y 2.	48
Figura 23. Representación esquemática correa de techo.	49

Figura 24. Representación esquemática de las vigas de amarre de techo.....	51
Figura 25. Aplicación de cargas en las columnas.	53
Figura 26. Área tributaria.	57
Figura 27. Representación esquemática viga auxiliar.....	57
Figura 28. Esquema para la obtención de reacciones en la viga auxiliar.....	60
Figura 29. Representación esquemática de la viga de carga.	60
Figura 30. Esquema para la obtención de las reacciones en la viga de carga.	62
Figura 31. Cargas axiales sobre la columna de planta.	62
Figura 32. Área tributaria – Columna de planta.....	63
Figura 33. Fuerza lateral instantánea de carga.	66
Figura 34. Gráfica Aceleración de piso - tiempo.	69
Figura 35. Esquema a detalle de los elementos que componen el módulo 1.	72
Figura 36. Dimensiones iniciales de la placa base.	75
Figura 37. Brazo de palanca.	75
Figura 38. Dimensiones finales de la placa base.....	77
Figura 39. Configuración placa base – fuerza axial.	77
Figura 40. Zonas de aplicación de cargas módulo 2.	79
Figura 41. Disposición de los elementos que componen el módulo.	79
Figura 42. Cargas sobre las correas.....	80
Figura 43. Esquema referencial vigas de carga.....	83
Figura 44. Esquema de cargas sobre las correas.	85
Figura 45. Cargas y verificación por deflexión	87
Figura 46. Esquema de cargas sobre las vigas.	88
Figura 47. Esquema aplicación de cargas viga central.....	90

Figura 48. Área tributaria para la columna central.....	92
Figura 49. Esquema aplicación de carga columna central.....	92
Figura 50. Esquema a detalle de los elementos que componen el módulo 2.....	95
Figura 51. Dimensiones iniciales placa base.....	97
Figura 52. Brazo de palanca.....	98
Figura 53. Dimensión final placa base.....	99
Figura 54. Estructura modular de 5 niveles.....	100
Figura 55. Representación de los estantes modulares.....	101
Figura 56. Carga superficial transmitida hacia los soportes laterales.....	101
Figura 57. Esquema aplicación de cargas.....	102
Figura 58. Longitud total de la columna.....	105
Figura 59. Resistencia a la flexión del ala de apoyo del perfil angular.....	107
Figura 60. Perfil seleccionado para el apoyo de los tableros.....	109
Figura 61. Simulación módulo 1 – SAP 2000.....	110
Figura 62. Resultados primera iteración.....	111
Figura 63. Columna del nivel superior.....	111
Figura 64. Viga de carga del nivel superior.....	112
Figura 65. Vigas auxiliares del nivel inferior.....	112
Figura 66. Resultados segunda iteración.....	112
Figura 67. Diagrama escala de esfuerzos.....	113
Figura 68. Diagrama escala de deformaciones.....	114
Figura 69. Reacciones en los nodos base.....	114
Figura 70. Propuesta estructural final.....	115
Figura 71. Modelo final tridimensional.....	116

Figura 72. Representación gráfica coeficiente capacidad – demanda.	117
Figura 73. Resultados primera iteración.	118
Figura 74. Esfuerzo en las columnas centrales	118
Figura 75. Esfuerzo en la Viga central.	118
Figura 76. Deformación de la estructura.	119
Figura 77. Resultados deformación segunda iteración.....	120
Figura 78. Diagrama escala de esfuerzos.	120
Figura 79. Reacciones en la base.	121
Figura 80. Propuesta estructural final.....	121
Figura 81. Modelo final tridimensional.....	123
Figura 82. Peso total Módulo 1.	123
Figura 83. Peso total Módulo 2.	123
Figura 84. Peso total Estantería modular.....	124

DISEÑO DE UNA
ESTRUCTURA METÁLICA
PARA EL SOPORTE DE
EQUIPOS EN UNA
PLANTA DE
PRODUCCIÓN DE
BLOQUES DE
HORMIGÓN UBICADA
EN LA REGIÓN
AMAZÓNICA
ECUATORIANA

AUTOR:

WILSON ADRIÁN ZÚÑIGA QUISPE

RESUMEN

El presente estudio desarrolla el rediseño integral de la etapa de mezclado y manejo de productos terminados en una planta de producción de prefabricados de hormigón.

La metodología empleada combina un diagnóstico del proceso productivo; el diseño estructural de la nueva tolva de agregados mediante modelos teóricos de presión en silos; la aplicación de criterios de dimensionamiento LRFD y ASD basados en la normativa aplicable para cada caso y la validación numérica de la estructura mediante análisis computacional en el software de diseño SAP2000, asegurando el cumplimiento de las condiciones de resistencia a cargas estructurales, de almacenamiento y de servicio.

Se diseña una tolva metálica de 3 m³ de capacidad en acero A36, calculando presiones laterales, resultantes y espesores óptimos. Paralelamente, se configuran las estructuras de soporte: columnas, vigas, correas y arriostramientos considerando cargas permanentes, operativas y sísmicas definidas por la normativa ecuatoriana (NEC-2014). Los resultados obtenidos en SAP2000 incluyen evaluación de esfuerzos y deformaciones, verificando la respuesta estructural frente a cargas axiales, flexión y efectos dinámicos producidos por el proceso de llenado y operación del equipo.

La integración de los resultados analíticos y gráficos permite validar la selección final de los perfiles estructurales, garantizando la optimización del proceso productivo, reduciendo fallas operativas y mejorar la calidad de los prefabricados.

Palabras clave:

LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), ASD (Diseño por esfuerzos admisibles), NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción)

ABSTRACT

This study presents the comprehensive redesign of the mixing stage and the handling of finished products in a precast concrete production plant. The employed methodology integrates a detailed diagnostic of the production process, the structural design of a new aggregate hopper based on theoretical silo pressure models, and the application of LRFD and ASD design criteria in accordance with the relevant standards. Additionally, the structural system is verified through numerical analysis using SAP2000, ensuring compliance with strength, storage, and serviceability requirements.

A 3 m³ steel hopper made of A36 steel is designed, including the calculation of lateral pressures, resultant forces, and optimal plate thicknesses. In parallel, the supporting structures—columns, beams, purlins, and bracing—are configured considering dead, operational, and seismic loads as defined by the Ecuadorian Seismic Code (NEC-2014). The SAP2000 analyses comprise the evaluation of stresses and deformations, verifying the structural response under axial loads, bending, and dynamic effects produced during the filling and operation of the equipment.

The integration of analytical and numerical results validates the final selection of structural profiles, ensuring the optimization of the production process, reducing operational failures, and improving the quality of the precast elements.

Keywords:

LRFD (Load and Resistance Factor Design), ASD (Allowable Stress Design), NEC (Ecuadorian Construction Standard)

1. INTRODUCCIÓN

La producción de bloques de hormigón es un proceso esencial dentro del sector de la construcción, debido a la elevada demanda de materiales de alta resistencia. Esta actividad se encuentra con obstáculos operativos y estructurales en la región amazónica de Ecuador, lo que disminuye su competitividad en comparación con otras zonas del país. Además, las condiciones ambientales propias de la Amazonía como la humedad extrema y las lluvias constantes influyen negativamente en la calidad del producto y en la eficiencia de la planta.

La dosificación de materiales presenta variaciones notables debido a que los procedimientos manuales son en gran parte responsables de la operación local de las plantas. El uso de bandas transportadoras origina problemas adicionales, como el alto costo de mantenimiento y la acumulación de desechos que deterioran el sistema. Este método de curado al aire libre, que depende del clima y causa demoras e irregularidades en la resistencia del concreto, se añade a esto.

El análisis de la planta actual muestra que no hay estandarización ni infraestructura creada para las características específicas de la región. La industria amazónica necesita soluciones que aseguren condiciones de curado apropiadas, disminuyan los tiempos operativos y perfeccionen la gestión de agregados. Además, es necesario implementar sistemas que reduzcan la dependencia del personal y faciliten el aumento de la productividad mediante procedimientos automatizados y controlados.

En respuesta a esta problemática, el trabajo actual sugiere diseñar una estructura metálica que tenga la capacidad de soportar los equipos principales que participan en el proceso productivo. La propuesta consiste en construir una tolva metálica de 3 m³ de capacidad para almacenar y pesar los agregados que componen la mezcla, con el objetivo de reducir la cantidad de productos defectuosos.

Además, incorpora una estructura principal para situar el mezclador sobre la máquina vibro prensadora y la implementación de estantería modular para el cuarto de curado, la cual responda al crecimiento paulatino de la demanda de producción de la empresa.

El diseño estructural tiene en cuenta criterios técnicos que se basan en regulaciones tanto nacionales como internacionales, garantizando estabilidad, resistencia y durabilidad frente a las cargas sísmicas y operativas. Se complementa con un análisis técnico-económico, lo que facilita la evaluación de la posibilidad de poner en marcha cada componente en el proceso productivo. En suma, esta propuesta tiene como objetivo mejorar la planta de producción, incrementar la calidad del producto final y aportar al desarrollo industrial sostenible de Ecuador en la Amazonía.

2. DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA

La presente propuesta se realiza con el objetivo de otorgar una alternativa de mejora de la infraestructura de soporte para la maquinaria que conforma el proceso de fabricación de bloques de hormigón en una empresa ubicada en la región amazónica ecuatoriana, esto con el fin de contribuir significativamente con la reducción de costos de operación, mantenimiento y gastos relacionados al post tratamiento de los bloques frescos.

El encarecimiento del producto terminado está asociado a diversos factores, de los cuales se destacan el porcentaje de productos defectuosos debido a la suministración manual y desmedida de las materias primas, los costos del mantenimiento preventivo asociados al uso de banda transportadora para la interconexión entre la máquina mezcladora y prensadora, y un ineficiente método de curado efectuado al aire libre, ligado a condiciones medioambientales variables, que provocan la interrupción del proceso de producción.

A pesar de existir varios referentes en la industrialización de este proceso, ninguno de ellos ha sido diseñado para adaptarse al contexto climático y económico particular de la región. La utilización de materias primas pesadas, condiciones climáticas variables, altos niveles de humedad y la escasez de mano de obra especializada presentan un reto único. Estos factores impulsan la necesidad de abordar todas las variables que afectan negativamente el proceso, con el fin de promover una solución alternativa que optimice cada etapa del ciclo productivo, desde el manejo de las materias primas hasta la entrega del producto terminado. Ante esta problemática se tiene la siguiente pregunta que rige la investigación:

¿Es posible diseñar una estructura metálica para el soporte de equipos en una planta de producción de bloques de hormigón ubicada en la región amazónica ecuatoriana?

2.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

2.1.1 PROBLEMA GENERAL

¿Es posible diseñar una estructura metálica para el soporte de equipos en una planta de producción de bloques de hormigón ubicada en la región amazónica ecuatoriana?

2.1.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- a) ¿Es factible realizar un diagnóstico del estado actual de la planta de producción mediante el análisis de los elementos que conforman el diagrama de proceso?
- b) ¿Es viable diseñar una tolva metálica con capacidad de 3 m³ para almacenamiento de agregados en la producción de los bloques de hormigón?
- c) ¿Será necesario diseñar la estructura metálica para el soporte de equipos que conforman la etapa de mezclado e infraestructura necesaria para el proceso de curado?
- d) ¿Es importante analizar la factibilidad financiera de la propuesta, mediante un análisis técnico - económico para una futura implementación?

2.2 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La presente propuesta de investigación surge como respuesta a la necesidad de generar un aporte significativo a una industria naciente en la región amazónica del Ecuador, a pesar de que la producción de prefabricados de hormigón es una actividad ampliamente desarrollada y consolidada en las otras dos regiones del país, la realidad de la Amazonía plantea desafíos únicos. Las condiciones climatológicas de esta región, caracterizadas por altos niveles de humedad y lluvias en gran parte del año, junto con las particularidades de las materias primas disponibles en la zona,

requieren un enfoque diferenciado. Es por ello que el presente proyecto propone explorar soluciones adaptadas a estas condiciones específicas.

La producción de prefabricados de hormigón constituye una industria en constante crecimiento, impulsada por la alta demanda del mercado, por lo que esta transformación no solo permitirá la introducción de un producto altamente competitivo, sino que también ofrecerá a los consumidores locales la posibilidad de acceder a productos con características superiores a los provenientes de otras regiones, pero a un costo más accesible. La implementación de esta propuesta no solo contribuirá al crecimiento de la industria de prefabricados de hormigón en la Amazonía, sino que también generará un impacto positivo en la economía local, promoviendo el empleo y el desarrollo de capacidades productivas.

2.3 OBJETIVOS

2.3.1 OBJETIVO GENERAL

Diseñar una estructura metálica para el soporte de equipos en una planta de producción de bloques de hormigón ubicada en la región amazónica ecuatoriana.

2.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Realizar un diagnóstico del estado actual de la planta de producción mediante el análisis de los elementos que conforman el diagrama de proceso.
- b) Diseñar la tolva metálica con capacidad de 3 m³ para almacenamiento de agregados en la producción de bloques de hormigón.
- c) Diseñar la estructura metálica para el soporte de equipos que conforman la etapa de mezclado e infraestructura necesaria para el proceso de curado.
- d) Evaluar la factibilidad financiera de la propuesta, mediante un análisis técnico – económico para una futura implementación.

3. MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

El presente marco teórico reúne los conceptos fundamentales necesarios para sustentar el diseño de la estructura metálica propuesta para la planta de producción de bloques de hormigón. En esta sección se analizan los principios constructivos, las propiedades mecánicas de los materiales involucrados y los procesos industriales asociados a la fabricación de prefabricados de hormigón, considerando normativas técnicas aplicables. Además, se integran antecedentes teóricos sobre el comportamiento de los agregados, métodos compactación, técnicas de curado y los criterios estructurales que permiten comprender y justificar las decisiones de diseño adoptadas en la investigación.

3.1 NORMATIVA APLICABLE

Se presenta la normativa a través de la cual se obtendrá el dimensionamiento de los elementos estructurales que componen la estructura.

- NEC – SE – CG (2014) [1].
- NEC – SE – DS (2014) [2].
- ANSI/AISC 360 (2016) [3].

3.2 PREFABRICADOS DE HORMIGÓN

El hormigón es uno de los materiales de construcción más utilizados a nivel mundial debido a su versatilidad y elevadas resistencias. Está compuesto por una mezcla homogeneizada de agregados de distinta granulometría, agua, cemento y en algunos casos, aditivos que pretenden mejorar el aspecto físico y visual del mismo. Además de ser un material de fácil obtención posee características mecánicas inigualables frente a los elementos naturales, motivo por el cual hoy en día es imprescindible su utilización.

Sánchez [4] reconoce que el hormigón es un material moldeable, un buen aislante térmico y acústico, resistente al fuego, dimensionalmente estable, con buenas características mecánicas y de fácil mantenimiento, lo que lo vuelve el más común para la obtención de prefabricados.

Los prefabricados de hormigón son elementos fabricados en un lugar fuera del sitio de ejecución de la obra, los cuales son transportados e instalados posteriormente en la construcción. Su importancia radica en que acelera los procesos constructivos por su rapidez de instalación y permiten asegurar un alto grado de confiabilidad en cada unidad. Su utilización en el sector de la construcción ha ganado popularidad en la última década, siendo estos utilizados tanto en obras civiles como industriales con los más exigentes estándares de calidad, debido a que, al ser elementos producidos en fábrica, con un ambiente controlado, se reducen las probabilidades de falla.

Escrig [5] afirma que, la principal ventaja del uso de elementos prefabricados radica en la calidad de los materiales y los acabados que estos tienen, como consecuencia de su producción en una planta con rigurosos estándares de calidad.

3.3 BLOQUES PRENSADOS DE HORMIGÓN (PRODUCTO)

Los bloques prensados comenzaron a ganar popularidad ante la necesidad de obtener materiales ligeros, pero con alta resistencia a cargas y que sean fáciles de transportar. En el siglo XX los bloques eran contruidos de arcilla, yeso, arena y grava, y se los obtenía mediante un moldeo poco eficiente que empobrecía la velocidad de avance de la obra. Al ser elementos macizos de igual manera, solo servían como elementos para muros de carga vertical y solían presentar graves problemas para su utilización en terrenos inestables, debido a su peso.

El mercado de la construcción en los últimos años, ha obligado al sector a incrementar su productividad, utilizando menos recursos para lograr un mismo

propósito, minimizando costos de producción y maximizando las ganancias, pero sin sacrificar la calidad de las obras [6].

En la actualidad, avances tecnológicos han introducido métodos de fabricación más eficientes que han permitido la obtención de bloques más resistentes y ligeros.

Actualmente se producen tres clases de bloques:

- Clase A: Estructurales
- Clase B: Alivianados
- Clase C: Mampostería

Los cuales difieren en su resistencia a la compresión y por ende en su utilidad en obra. En la Tabla 1 se ven reflejados los valores de resistencia mínima a la compresión de los bloques de hormigón, donde es evidente que un bloque de Clase A, es aquel que brinda una mayor capacidad de carga frente a las otras dos opciones, lo que lo vuelve más atractivo para el cliente final.

Tabla 1. Resistencia neta mínima a la compresión en bloques de hormigón [7].

Descripción	Resistencia neta mínima a la compresión simple (MPa)*		
	Clase A	Clase B	Clase C
Promedio de 3 bloques	13,8	4	1,7
Por bloque	12,4	3,5	1,4

* 1 MPa = 10,2 kg/cm²

En la Amazonía Ecuatoriana el hormigón para los prefabricados se lo obtiene a partir de arena o gravilla proveniente las riberas de los ríos, la cual al fusionarse con la roca triturada de canto rodado crean el agregado óptimo para la obtención de un bloque con excelentes características mecánicas.

Chávez et al. [8] sometieron a varios bloques de hormigón a ensayos de carga uniaxial con el fin de evaluar la resistencia a la compresión de bloques elaborados

con agregados obtenidos mediante trituración. Mediante el uso de una máquina de ensayos universales con una capacidad de carga de 60 toneladas se comprobó que los bloques realizados con materiales triturados alcanzaron una resistencia media de 11.27 MPa.

Teniendo en cuenta lo anterior, la materia prima de la zona posee excelentes prestaciones mecánicas, lo cual permite alcanzar elevadas resistencias a la compresión, característica que ha incentivado la introducción de estos productos al mercado.

3.4 MATERIAS PRIMAS

Como se mencionó en el apartado anterior, la minería de la zona otorga materiales extraídos de las riberas de los ríos, los cuales reciben el nombre de cantos rodados, que son materiales muy duros, con excelente resistencia a la abrasión e impacto, características que, al implementarse en los bloques, nos entregan productos muy atractivos para el sector de la construcción.

El canto rodado está formado por fragmentos o rocas sueltas de forma casi redonda, con una superficie pulida, originados a partir del movimiento de las corrientes de agua que transportan las rocas durante kilómetros hasta su depósito en las riberas. Debido a que las rocas en estado natural poseen un acabado liso y redondeado, es necesario que se sometan a un proceso de trituración para la obtención de agregados irregulares los cuales contribuyen con la obtención de hormigones de alta resistencia.

Lo anterior se justifica en que la adherencia entre el cemento y el agregado grueso, aumenta considerablemente en una partícula con caras ásperas y angulares, frente a las partículas lisas y redondeadas, por lo tanto cuando se necesite una alta resistencia a la compresión, se debe considerar el incremento del agregado irregular [9].

El agregado para el hormigón de los bloques se compone de materiales finos como la arena o gravilla y gruesos como la chispa o polvo de piedra, compuestos por fragmentos de roca triturada no superiores a los tres octavos de pulgada.

En la Figura 1 se observa la arena de la cual se dispone para la elaboración de la materia prima que será homogeneizada posteriormente en la etapa de mezclado. Dicho material está compuesto por fragmentos pulidos de roca de hasta tres octavos de pulgada y arena fina.



Figura 1. Arena lavada de río[10].

En la Figura 2 se observa la roca triturada de hasta tres octavos de pulgada, la cual se obtiene de un proceso de trituración y separación mediante tamices vibratorios.

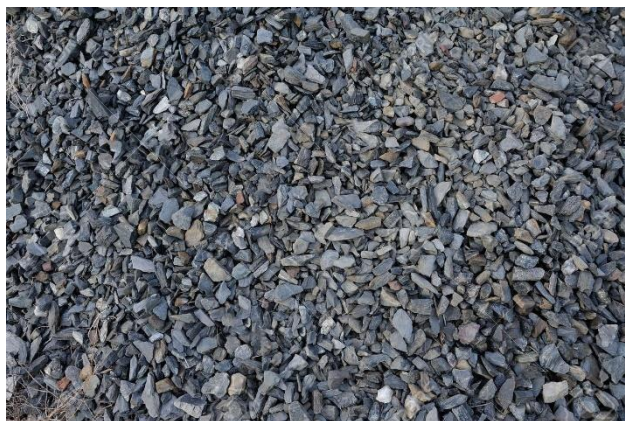


Figura 2. Roca triturada o chispa [10].

3.5 CONCEPTO DE VIBRO-PRENSADO

Los métodos más comunes de compactación del hormigón son: picado, apisonado (presión) y vibrado, técnicas que han sido utilizadas durante décadas con el fin de optimizar las propiedades del concreto. Estos métodos buscan reorganizar las partículas que componen el hormigón en el interior de un espacio confinado, con el objetivo de eliminar vacíos o discontinuidades y asegurar una distribución homogénea de los componentes, lo que mejora la resistencia y durabilidad del producto final.

Palma y Alvarado [11], realizaron un ensayo con el objetivo de comparar la eficiencia de diversos métodos de compactación del hormigón. En su estudio, utilizaron moldes metálicos en los cuales se introdujo el hormigón para aplicar las técnicas de compactación de manera manual. Los resultados obtenidos indicaron que el método de compactación más eficiente fue el vibrado, ya que la licuefacción producida durante este proceso facilita el flujo de los materiales finos y la arena a través de los espacios vacíos del concreto, reduciendo al mínimo el efecto de la pared del molde y logrando una distribución más homogénea del material.

En la actualidad, la industria de los prefabricados de hormigón ha adoptado la técnica de vibro-prensado la cual combina dos acciones principales: vibración y compresión, con el objetivo de mejorar al máximo la eficiencia de compactación de los ejemplares, la cual además permite su pronta manipulación y transporte.

La Figura 3 muestra la sección longitudinal de tres ejemplares a los cuales se les aplicaron diferentes métodos de compactación. A la probeta (A) se le aplicó una técnica de apisonado, mientras que a la probeta (B) se le aplicó vibración directamente sobre el molde. Finalmente, la probeta (C) combinó los efectos de vibración y apisonado (prensado). Los resultados obtenidos varían según el método empleado, y las diferencias en la distribución del agregado fino y grueso, son distinguibles a primera vista.

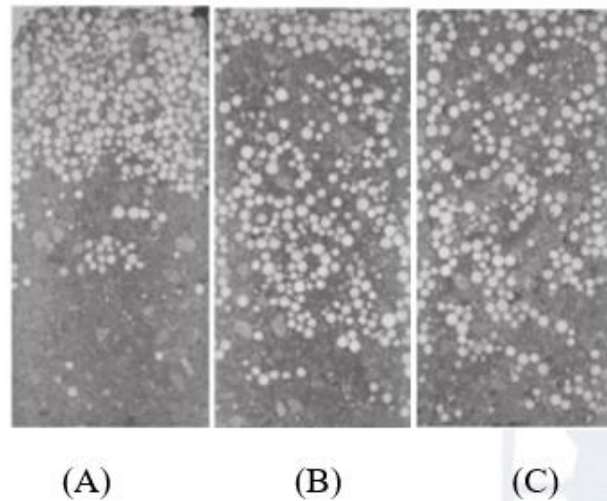


Figura 3. Probetas con distintos grados de segregación [12].

3.6 TRATAMIENTO DEL HORMIGÓN

La reacción química que da lugar al endurecimiento y desarrollo de las propiedades mecánicas del hormigón inicia en el preciso momento en que los componentes de la mezcla, es decir, el agregado, el cemento, el agua y los aditivos, entran en contacto durante la etapa de mezclado. Esta interacción desencadena un proceso químico de deshidratación del hormigón, el cual es fundamental para el desarrollo de su resistencia. A partir de ese instante, el hormigón comienza a perder paulatinamente su humedad relativa, lo que facilita el proceso de endurecimiento.

Sin embargo, si la pérdida de humedad no se controla adecuadamente durante los primeros días, se pueden generar efectos negativos en la estructura del concreto. El secado excesivo y descontrolado puede dar lugar a una serie de defectos estructurales graves, como la aparición de grietas superficiales, fisuras internas o poros y aún más crítico, una resistencia por debajo de lo esperado.

El tratamiento que proporciona las condiciones adecuadas de humedad para la obtención de un hormigón de alta calidad es conocido como curado. Este proceso es fundamental para garantizar que el hormigón desarrolle sus características óptimas de resistencia durante los primeros siete días desde su moldeado. Entre los procedimientos más utilizados en la industria de producción de elementos

prefabricados de hormigón destacan el riego manual de agua y la aplicación por aspersores.

El riego manual, aunque tradicional y simplificado, puede ser más laborioso e ineficiente, mientras que el riego por aspersión ofrece una cobertura más uniforme y asegura una atmósfera de hidratación óptima para el desarrollo de elevadas resistencias tempranas.

Garín et al. [13] analizaron la influencia del curado en la resistencia a la compresión del hormigón mediante un estudio experimental que consistió en variar el porcentaje de humedad suministrada a las probetas de hormigón durante los primeros 7 días. La resistencia promedio desarrollada por ejemplares expuestos a un curado al 50% de humedad fue de 32,9 MPa, mientras que para los ejemplares expuestos a un 100% de demanda de humedad se obtuvo un promedio de 38,1 MPa.

3.7 PLANTA DE PRODUCCIÓN DE BLOQUES (ESTADO ACTUAL)

La Figura 4 muestra la configuración actual de la planta de producción de bloques de la empresa en cuestión, en la cual se evidencian los principales componentes de la misma, siendo (1) dispositivo de mezclado, (2) banda transportadora, (3) máquina de vibro-prensado, (4) zona de carga y transporte (5) zona de curado (6) zona de productos terminados.

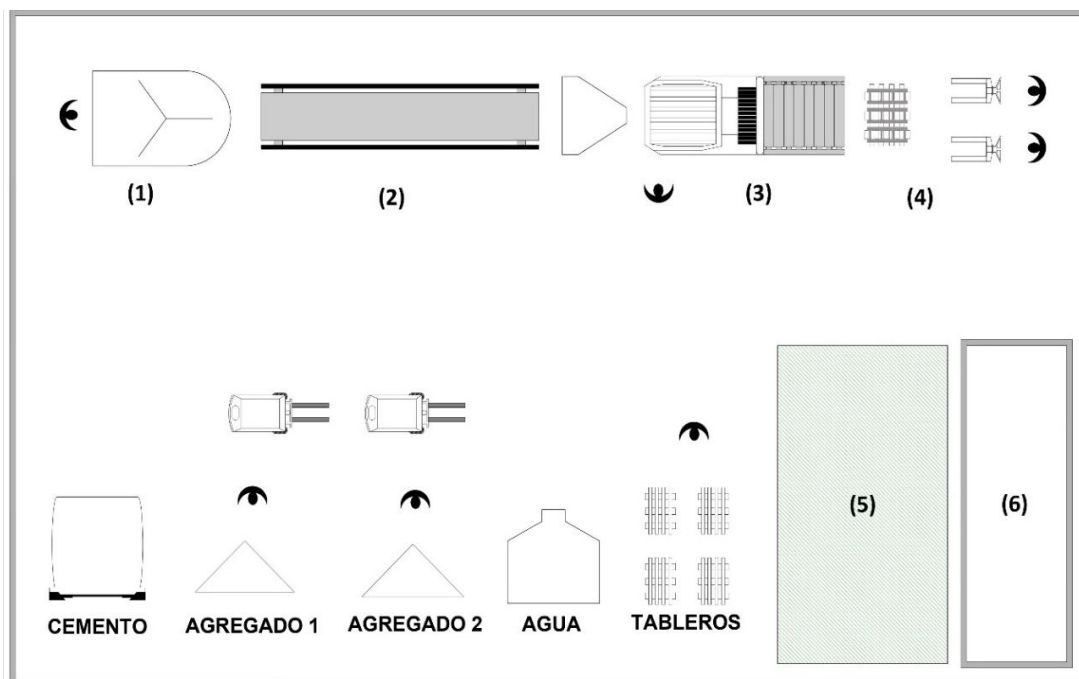


Figura 4. Estado actual de la planta de producción de bloques

3.7.1 DISPOSITIVO DE MEZCLADO

Dispositivo que recibe y combina los diferentes materiales que conforman la mezcla para la obtención del hormigón. El agregado es alimentado con el uso de carretillas y palas de mano, mientras que el cemento, agua y aditivos se aplican directamente sobre el mezclador pesándolos en una balanza digital. En esta etapa la experiencia del personal, el conocimiento técnico y el desempeño de los operarios inciden directamente sobre la eficiencia del proceso y calidad de los productos obtenidos, por lo cual la introducción de un sistema de almacenamiento, medición y suministro otorgará muchas ventajas para el proceso.

La estandarización de los procesos de manufactura industrial supone el mejoramiento de los estándares de calidad, reducción de pérdidas en producción, estabilidad de los procesos, reducción del trabajo físico y principalmente, mejora la relación costo-beneficio [14].

3.7.2 BANDA TRANSPORTADORA

Dispositivo encargado de transportar la mezcla, desde el mezclador hasta la tolva de carga de la máquina de vibro-prensado, compuesto por una estructura metálica sobre la cual se montan el resto de elementos que la conforman como: motor, rodillos de avance y retorno, banda plana de caucho, tolvas y elementos de transmisión de potencia.

Al ser este elemento el que establece la conexión entre el mezclador y la máquina, su importancia en la línea de producción es muy elevada, brindándole una atención prioritaria en el marco de limpieza y mantenimiento preventivo diario, actividades que consumen varias horas de trabajo semanal e implica mano de obra capacitada. Los residuos de la mezcla, no son eliminados en su totalidad provocando una contaminación diaria del dispositivo, los elementos que la componen y del espacio de trabajo, razones por las cuales se contempla la eliminación de la misma.

En Figura 5 se puede observar la contaminación causada por los residuos provenientes del transporte y limpieza ineficiente en bandas transportadoras planas, las cuales contaminan las superficies y elementos de transmisión de potencia, dando lugar a concentradores de humedad donde se promueve la corrosión de la estructura, fallos prematuros en elementos móviles o paras no programadas causadas por atascamiento.



Figura 5. Acumulación de residuos en bandas transportadoras planas [15].

3.7.3 MÁQUINA DE VIBRO-PRENSADO

Equipo autónomo que recibe el hormigón y entrega un producto compacto y dimensionalmente estable de excelentes características dimensionales. El principio de funcionamiento del mismo, se basa en las dos técnicas más eficientes de compactación: el vibrado y el prensado, siendo estas las que permiten la obtención de un producto homogéneo.

De manera resumida, el equipo está compuesto por un molde (A) al cual se vierte la mezcla a través de la tolva, un sistema de vibración que actúa directamente sobre el molde (B), un punzón que ingresa en el molde para comprimir el material (C) y una estructura metálica que soporta todos los componentes (D), elementos que se pueden observar en la Figura 6.

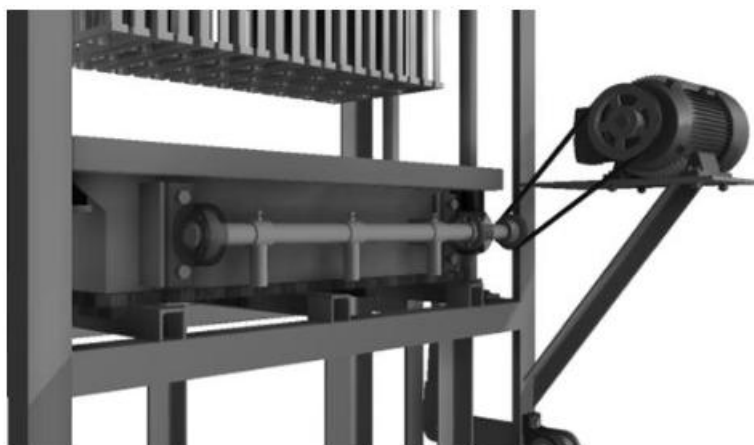


Figura 6. Sistema de vibración, ejes y masas excéntricas [16].

3.7.4 ZONA DE CARGA Y TRANSPORTE

La máquina libera los tableros sobre los cuales se conforman los bloques a través de un sistema que los proyecta hacia la zona de carga, allí los operarios con el uso de vehículos de carga, extraen los tableros y los transportan hacia la zona de curado. Dicha actividad involucra a dos operarios que debido a la capacidad de producción de la máquina y a la distancia hacia la zona de curado, deben realizar la actividad sin pausas, mientras el equipo se encuentre funcionando.

3.7.5 ZONA DE CURADO

Espacio al aire libre donde se colocan los productos después de extraerlos de la máquina con el fin de comenzar con el proceso de secado previo a la etapa de curado, para este propósito, los operarios colocan un plástico sobre los productos frescos con la intención de que la pérdida de humedad durante las primeras 12 a 24 horas sea “controlada”. Al día siguiente mediante el uso de mangueras o regaderas se rocían los bloques manualmente para efectuar el proceso de curado. La Figura 7 muestra el método artesanal utilizado por gran parte de los productores a nivel nacional, que consiste en regar los bloques y posteriormente cubrirlos con un plástico para proporcionar una atmósfera de humedad adecuada y protegerlos de la radiación solar directa.



Figura 7. Método de curado manual- SENA [17].

3.7.6 ZONA DE PRODUCTOS TERMINADOS

Espacio cubierto donde se almacenan los bloques después del tratamiento de curado, mediante estibadores que colocan un bloque sobre otro para optimizar espacio. Cabe recalcar que la empresa no cuenta con un sistema de paletización por ende el despacho de los productos al consumidor involucra la carga por medio de estibadores, lo que reduce la eficiencia en las entregas e incrementa notablemente los costos operativos, además de representar un riesgo para la integridad de los operarios y del producto.

La integración de un sistema de paletización, implica el aprovechamiento máximo del espacio vertical disponible, reducción del tiempo de carga y descarga de los productos, costos asociados con el manejo de las mercaderías y transporte más seguro en bloques compactos [18].

4. MATERIALES Y METODOLOGÍA

4.1 METODOLOGÍA

La presente propuesta se fundamenta en un análisis exhaustivo para identificar oportunidades de optimización de los recursos disponibles en la empresa. Este análisis será acompañado por la implementación de un conjunto de técnicas tanto cualitativas como cuantitativas para la recolección de datos, lo cual facilitará el proceso de generación de alternativas viables para su desarrollo. El objetivo es proporcionar al concesionario una propuesta integral que abarque cada una de las etapas del circuito de producción, la cual estará respaldada por un desglose detallado y rigurosamente fundamentado en una memoria técnica. No solo serán descritas de manera clara y concisa las recomendaciones y estrategias a seguir, sino que también asegurará un proceso de mejora continua y minimización de los costos productivos.

En el desarrollo de la primera sección se hará referencia al estado actual de la planta de producción de bloques de hormigón con la que cuenta la empresa, detallando cada uno de los elementos que componen la línea de producción. El enfoque cualitativo permitirá identificar las características relevantes y analizar su conveniencia según los intereses del concesionario, centrándonos en el aumento de la capacidad de producción, reducción de mano de obra, disminución de los costos de mantenimiento y eliminación de las dependencias climatológicas para la obtención de un producto terminado.

Una vez realizado el análisis del estado presente de la planta de producción, se desarrollará el cálculo estructural para una tolva de almacenamiento y pesaje de los agregados que se utilizan para la obtención de los bloques de hormigón, esta tolva tendrá una capacidad mínima de almacenar tres metros cúbicos de agregado en sus dos compartimientos, teniendo en cuenta que la mezcla está compuesta por dos clases de agregados, uno fino y uno grueso, lo cual condiciona el diseño geométrico de la tolva.

Seguidamente, se realizará el cálculo para la obtención de la estructura metálica que dará soporte a la tolva desarrollada en el apartado anterior y adicionalmente, permitirá colocar al mezclador por sobre la máquina de vibro- prensado, esta acción se justifica en el capítulo primero. Por otro lado, en este capítulo se introducirá un cuarto de curado en la línea de producción, cuyo objetivo principal es el de reducir al mínimo el tiempo que toma la obtención de elevadas resistencias tempranas del hormigón. Dicho cuarto se conforma principalmente de una estructura metálica que soporta el resto de elementos y el peso propio de los bloques frescos, condiciones que se tendrán en cuenta para su desarrollo.

Finalmente, para garantizar su implementación, se efectúa un análisis de factibilidad de inversión, el cual se centra en otorgar un valor aproximado para la implementación de las mejoras, lo que permitirá al propietario decidir sobre la intención de aplicarlas.

4.2 DISEÑO DE LA TOLVA DE AGREGADOS

4.2.1 DISEÑO GEOMÉTRICO

Se cuenta con una altura disponible de un metro y medio para la ubicación de la tolva de agregados, la cual condiciona la geometría a utilizarse para dicho elemento que hace parte fundamental del proceso de aseguramiento de calidad de los productos terminados.

En la Figura 8, se observa la vista frontal de la propuesta.

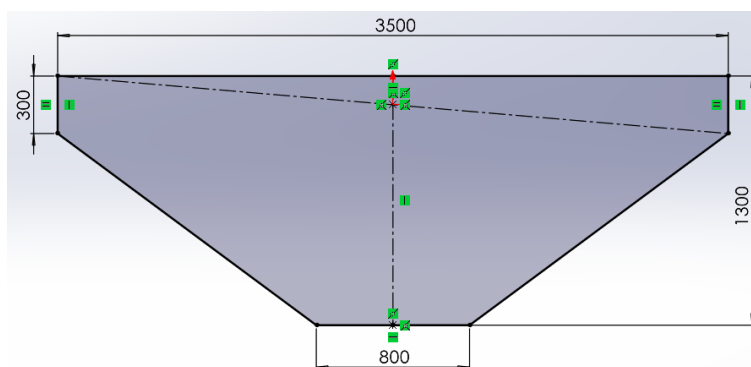


Figura 8. Geometría frontal de la tolva de agregados.

Se tiene en cuenta que la cantidad de materiales a almacenarse en la tolva son dos, por lo cual se divide a la sección en partes iguales, se propone una profundidad del marco superior de un metro y medio, y una salida del lado más corto en la parte inferior de 30 centímetros con lo cual se obtiene un aproximado del volumen a almacenarse de 3,8 metros cúbicos, como se observa en la Figura 9.

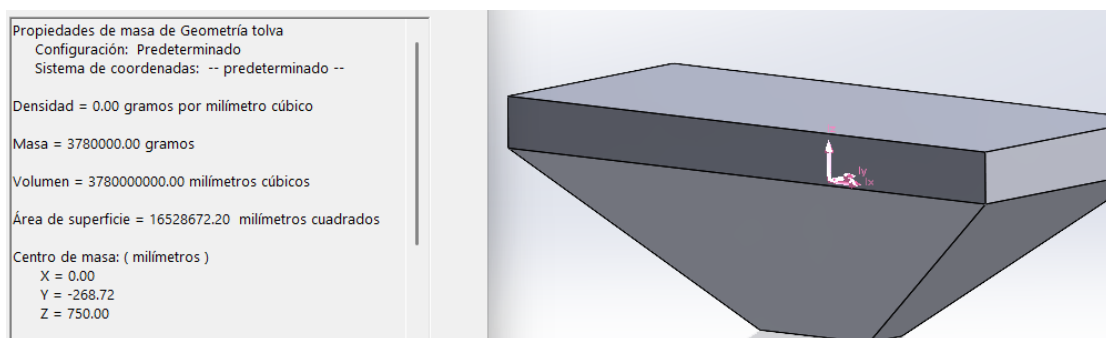


Figura 9. Capacidad bruta de la tolva de agregados.

El cargador frontal utilizado para suministro de la materia prima en el proceso tiene un cucharón cuya capacidad de carga son tres metros cúbicos, lo cual dificulta la tarea de ser precisos con las necesidades parciales del proceso, por lo que, para el dimensionamiento de los elementos que componen la tolva se tomará una capacidad máxima de cuatro metros cúbicos, asegurando así la integridad de la tolva de almacenamiento.

4.2.2 CÁLCULO DE PRESIONES

Para este apartado, se utilizan las expresiones de cálculo de presiones en las caras laterales de la tolva de almacenamiento, tomando en cuenta que la presión máxima ejercida por el agregado a las paredes de la tolva se dará en aquella con menor inclinación, con respecto a la horizontal. En la Figura 10, se muestran los ángulos de inclinación de los dos conjuntos de caras (frontales y laterales), con el objetivo de analizar el caso más crítico (menos inclinado).

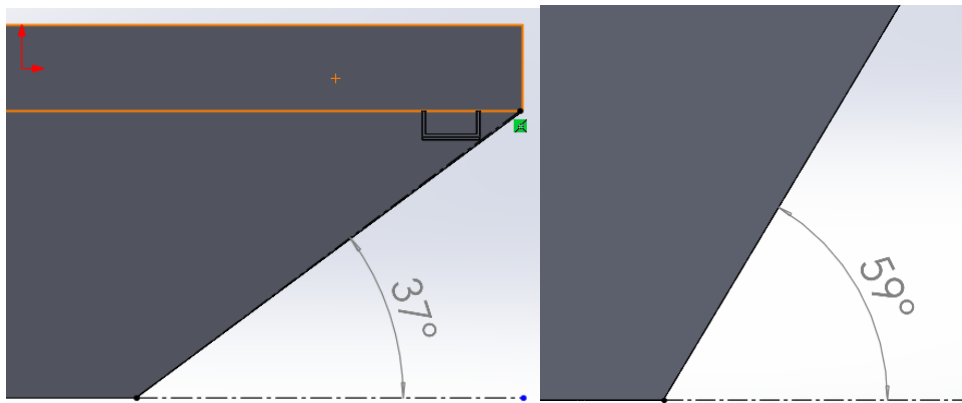


Figura 10. Ángulos de inclinación de las superficies de la tolva.

Datos:

Material almacenado: Roca triturada

Densidad del material almacenado (w): 2000 kg/m^3

$R = A/U =$ Radio hidráulico medio de la sección: [m]

Angulo de reposo del material almacenado (Φ): 37°

Angulo de rozamiento (Φ'): 34°

Ángulo de inclinación cara tolva (α): 37°

Material tolva: Acero al carbono A36

Presiones máximas (Janssen)

$$P_{hm\acute{a}x} = \frac{w * R}{\mu'}$$

$$P_{vm\acute{a}x} = \frac{w * R}{\mu' * k} = \frac{P_{hm\acute{a}x}}{k}$$

Donde,

$$R = A/U$$

$$R = \frac{1.5 \text{ m} * 3.5 \text{ m}}{(2 * 1.5 \text{ m}) + (2 * 3.5 \text{ m})}$$

$$R = 0.525 \text{ m}$$

Los coeficientes μ' y k , se obtienen a través de las siguientes expresiones:

$$\mu' = \tan(\Phi')$$

$$\mu' = \tan(34^\circ)$$

$$\mu' = 0.675$$

$$k = \frac{P_h}{P_v} = \frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi}$$

$$k = \frac{1 - \sin(37)}{1 + \sin(37)}$$

$$k = \frac{1 - \sin(37)}{1 + \sin(37)}$$

$$k = 0.249$$

Finalmente, se obtienen las magnitudes de las presiones horizontal y vertical.

$$P_{hm\acute{a}x} = \frac{2000 \text{ kg/m}^3 * 0.525 \text{ m}}{0.675}$$

$$P_{hm\acute{a}x} = 1555.556 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{vm\acute{a}x} = \frac{1555.556 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{0.249}$$

$$P_{vm\acute{a}x} = 6247.211 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Presiones máximas (Ravenet)

Las presiones máximas para este caso vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$P_{hRm\acute{a}x} = Kr * P_{hm\acute{a}x}$$

$$P_{vRm\acute{a}x} = Kr * P_{vm\acute{a}x}$$

Para este caso particular el factor de corrección (Kr) asumirá un valor de 1.3

Entonces,

$$P_{hRm\acute{a}x} = 1.3 * 1555.556 \frac{kg}{m^2}$$

$$P_{hRm\acute{a}x} = 2022.222 \frac{kg}{m^2}$$

$$P_{vRm\acute{a}x} = 1.3 * 6247.211 \frac{kg}{m^2}$$

$$P_{vRm\acute{a}x} = 8121.374 \frac{kg}{m^2}$$

En la Figura 11, se observan los ángulos que intervienen para la determinación de la fuerza resultante.

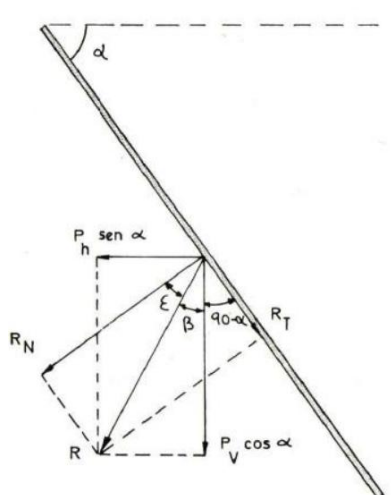


Figura 11. Presiones máximas (Ravenet).

De la anterior, se puede concluir que:

$$\gamma = (90 - \alpha) + \beta$$

$$\varepsilon = 90 - \gamma$$

Posteriormente se obtiene la resultante de ambas fuerzas,

$$R = \sqrt{P_{vR}^2 * \cos^2 \alpha + P_{hR}^2 * \sin^2 \alpha}$$

$$R = \sqrt{\left(8121.374 \frac{kg}{m^2}\right)^2 * \cos^2(37) + \left(2022.222 \frac{kg}{m^2}\right)^2 * \sin^2(37)}$$

$$R = 6599.206 \frac{kg}{m^2}$$

Se prosigue con la descomposición de la resultante en sus dos componentes (Normal y Tangencial), siendo la componente normal a la cara la cual permitirá calcular el espesor de la plancha a utilizarse.

$$RN = R * \cos \varepsilon$$

Entonces, el valor del ángulo β viene dado por la siguiente expresión:

$$\beta = \tan^{-1} \frac{P_{hR} * \sin \alpha}{P_{vR} * \cos \alpha}$$

$$\beta = \tan^{-1} \frac{2022.222 \frac{kg}{m^2} * \sin 37}{8121.374 \frac{kg}{m^2} * \cos 37}$$

$$\beta = 10.627^\circ$$

Consecuentemente, se obtiene el valor del ángulo γ ,

$$\gamma = (90 - 37) + 10.627$$

$$\gamma = 63.627^\circ$$

Y,

$$\varepsilon = 90 - 63.627$$

$$\varepsilon = 26.373^\circ$$

Finalmente, se obtiene la magnitud de la componente normal,

$$RN = 6599.206 \frac{kg}{m^2} * \cos 26.373$$

$$RN = 5912.368 \frac{kg}{m^2}$$

4.2.3 CÁLCULO DE ESPESOR DE LAS PLANCHAS

El espesor de las planchas se determina a través de la siguiente expresión:

$$e = \sqrt{\frac{0.5 * RN}{[\sigma]} * \frac{L^2}{N + 1}}$$

Donde,

e = Espesor de la pared [cm]

RN = Presión Normal a la pared [kg/m²]

L= Longitud vertical de la tolva [m]

N= Número de refuerzos de la tolva

[σ] = Esfuerzo admisible del material [kg/cm²]

Se considera 1 refuerzo perimetral en la tolva.

Se considera que la tolva será fabricada en acero A36 ($F_y = 36 \text{ KSI} / F_b = 1521 \text{ kg/cm}^2$)

$$e = \sqrt{\frac{0.5 * 5912.368 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * \frac{1}{1+1}}{1521 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$e = 0,697 \text{ cm} = 7 \text{ mm}$$

En el mercado nacional se dispone de un espesor comercial de plancha de 8 milímetros, por tanto, este será el espesor a utilizarse en la fabricación de la misma.

4.2.4 DISEÑO FINAL

En la Figura 12, se muestra el diseño final de la tolva de agregados y sus características físicas, lo que permitirá la obtención de las cargas para el apartado del predimensionamiento estructural.



Figura 12. Diseño final de la tolva con sus características.

A través de la anterior, se obtiene:

Peso tolva: 971 kg

Capacidad de almacenamiento: 4 m³

Densidad del material almacenado (w): 2000 kg/m³

Peso de los agregados: 8000 kg

Peso tolva de agregados (T): 8971 kg

4.3 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

4.3.1 DISEÑO GEOMÉTRICO

La etapa de mezclado se compone de dos equipos necesarios para el aseguramiento de la calidad. El primero es la tolva de pesaje de agregados y el segundo, trata del dispositivo mezclador del cual se dispone de información detallada para su instalación y ubicación en la estructura.

En la Figura 13 se observa la posición referencial de un equipo respecto al otro, con la intención de eliminar los problemas ocasionados por la dependencia de conexión mediante banda transportadora.

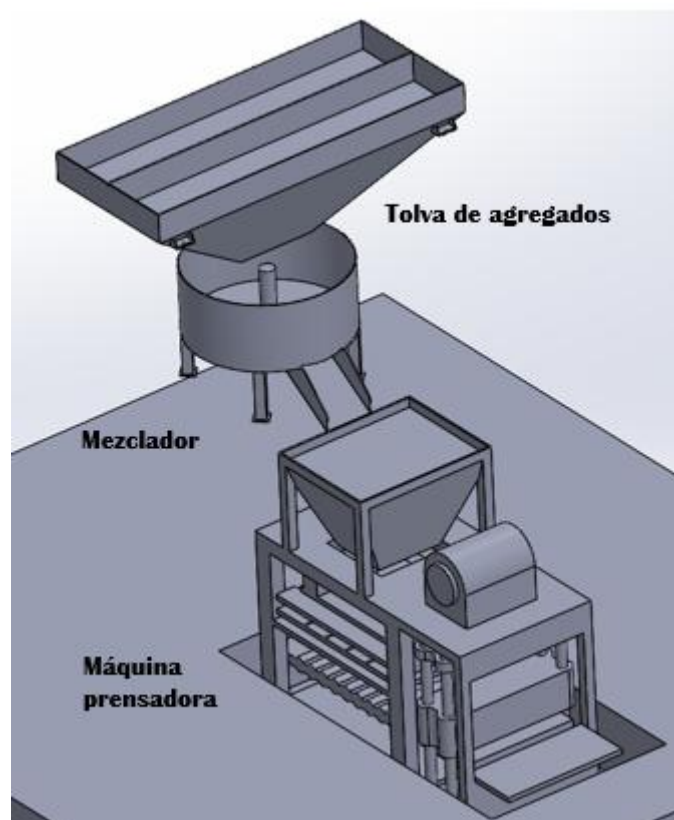


Figura 13. Posición referencial de un equipo respecto al otro.

De las Figuras 14 y 15, se proceden a obtener las dimensiones para las columnas que soportarán la tolva de agregados, el mezclador, pasarelas y plataforma para almacenamiento de los sacos de cemento y aditivos.

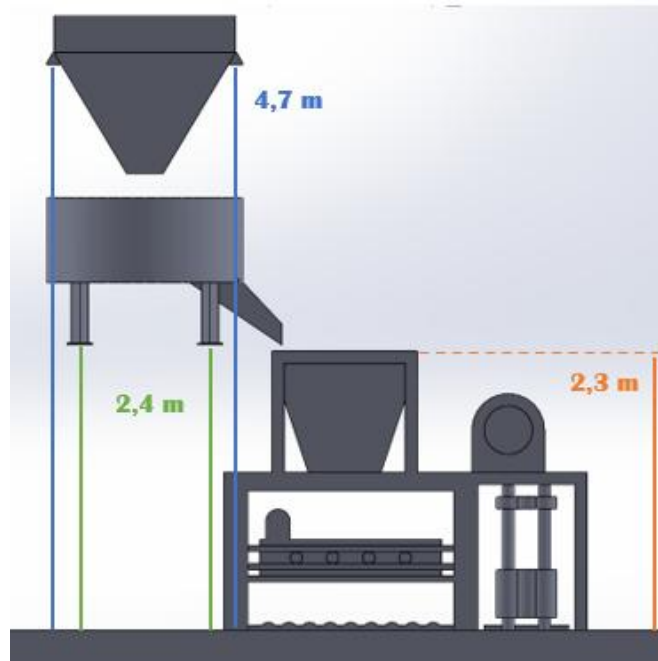


Figura 14. Alturas libres referenciales.

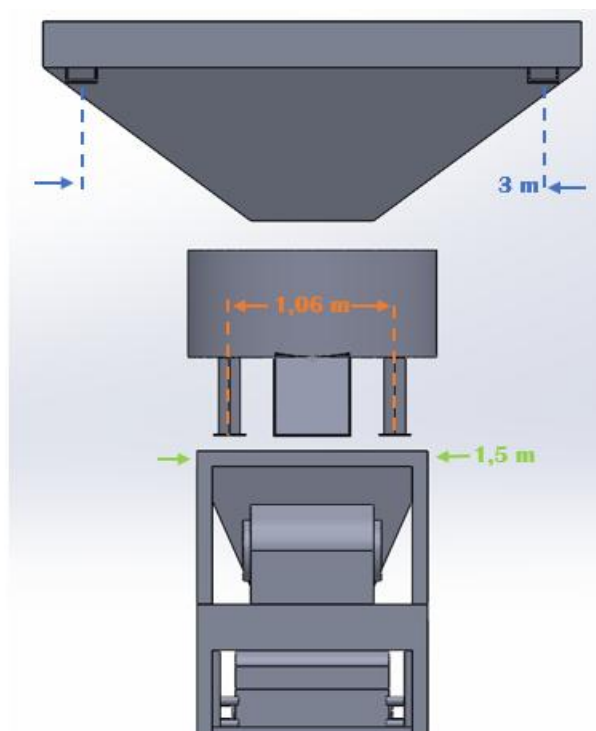


Figura 15. Anchos libres referenciales.

En la Figura 16, se observa la geometría planteada para la estructura principal, dentro de la cual se esquematizan los elementos estructurales a través de elementos de sección cuadrada, con el objetivo de hacer visual la disposición de los mismos.

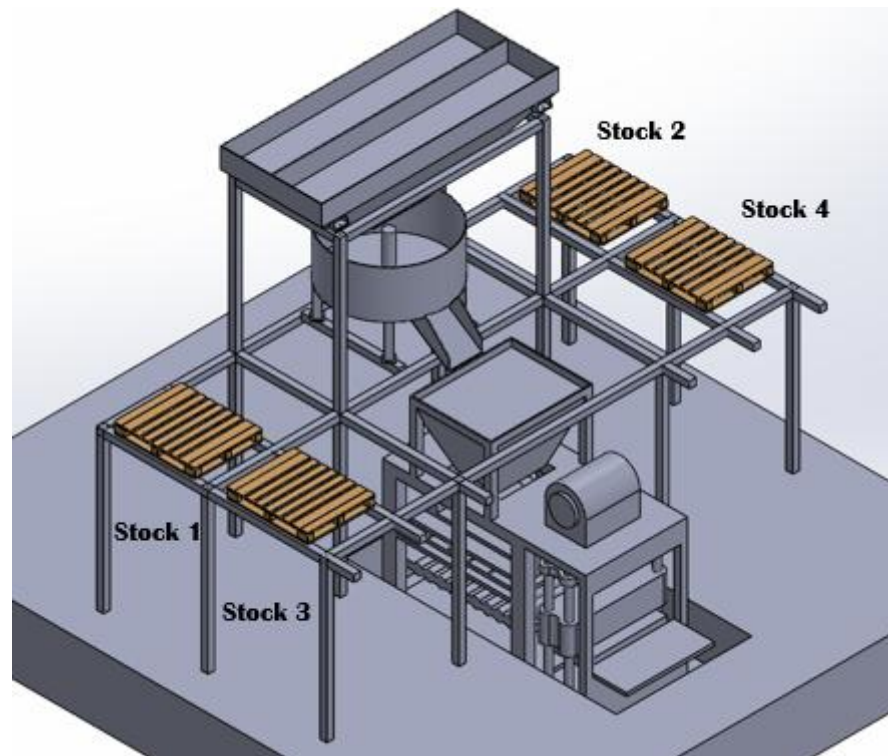


Figura 16. Geometría planteada.

El “stock” de materias primas es indispensable para el óptimo funcionamiento de la planta, por lo cual se han destinado cuatro espacios para el almacenamiento de las mismas, entre las cuales se tienen:

Stock 1 y 2: Depósito con capacidad máxima de 40 sacos de cemento industrial.

Stock 3 y 4: Depósito con capacidad máxima de 8 canecas de aditivos y 20 sacos de pigmento en polvo.

En las Figuras 17,18 y 19, se muestran las vistas principales con las dimensiones esquemáticas de los elementos que conforman la estructura, lo que será útil para el apartado de predimensionamiento estructural.

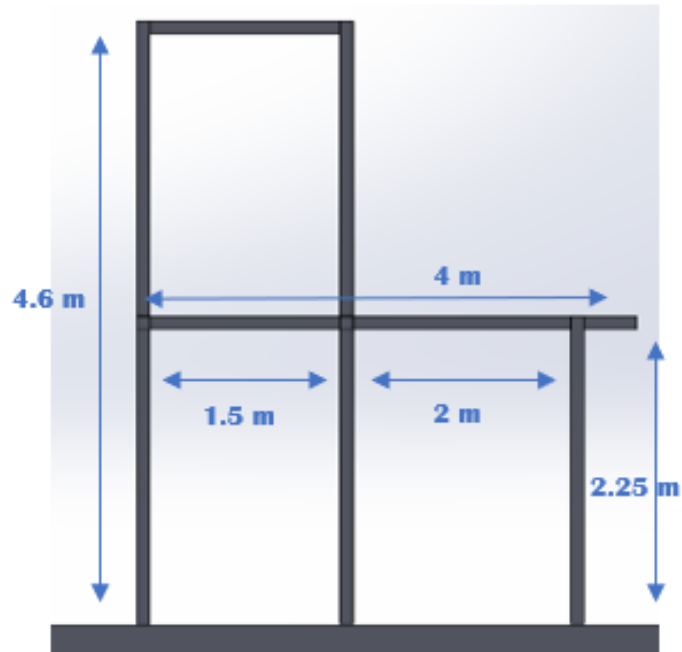


Figura 17. Vista Lateral.

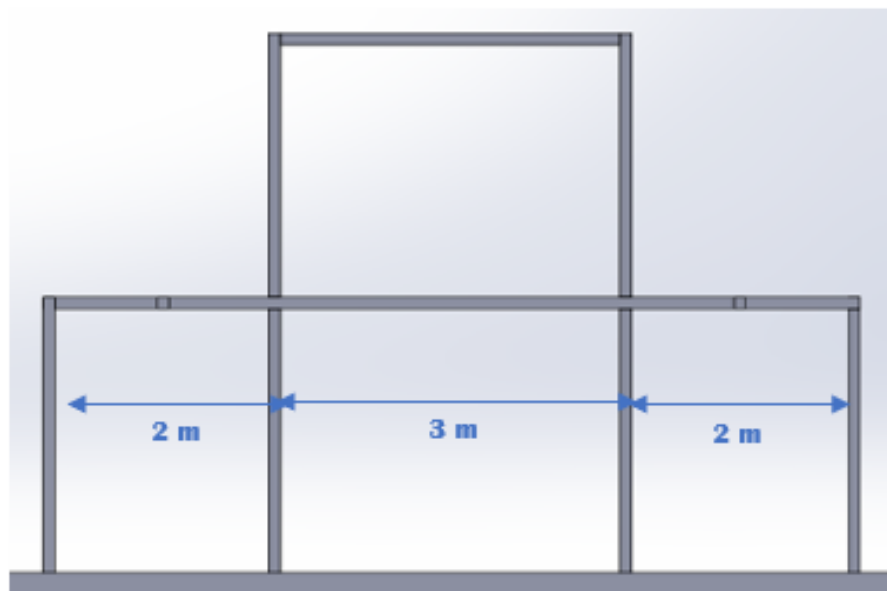


Figura 18. Vista Frontal.

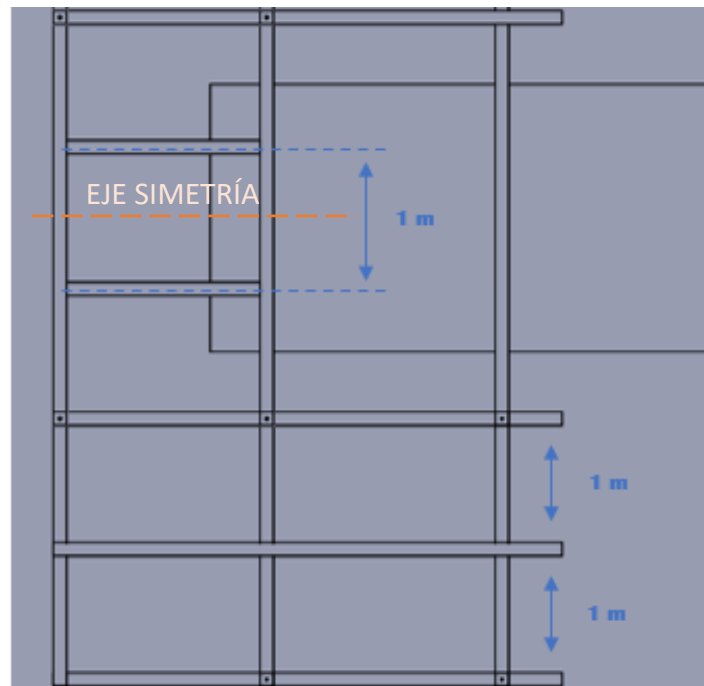


Figura 19. Vista Superior.

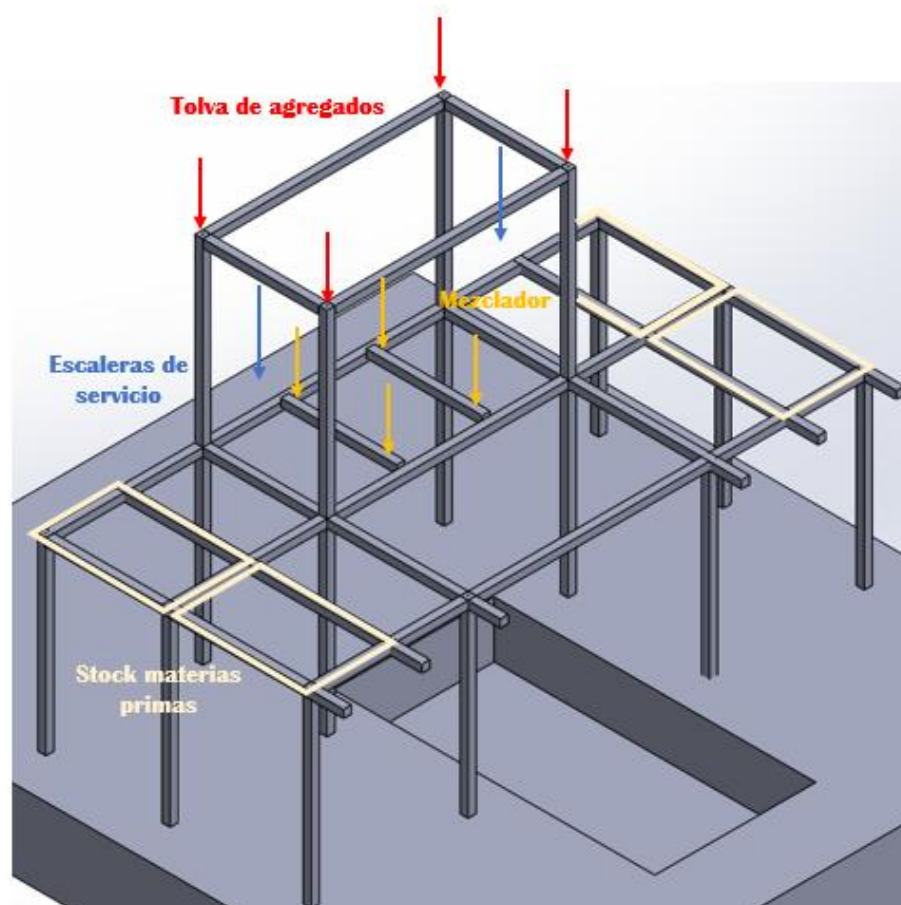


Figura 20. Peso del mezclador de agregados.

4.3.2 CARGAS PERMANENTES Y VARIABLES

En la Figura 20, se observan referencialmente la posición de la aplicación de las cargas sobre los elementos que conforman la estructura, compuestas por cargas permanentes y variables, las cuales se detallan a continuación.

Cargas permanentes:

Stock 1 y 2 = 500 kg

Stock 3 y 4 = 2000 kg

Peso mezclador de agregados = 1650 kg

Peso tolva de agregados = 8971 kg

Carga rejilla = 32,2 kg/m²

Escaleras fijas = 1,33 KN (Carga concentrada)

Cargas variables:

En la Figura 21, se observan las cargas de uso que se le va a dar a cada uno de los módulos que conforman la estructura.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)	3.00
Corredores-pasarelas-plataformas para mantenimiento	2.00

Figura 21. NEC- Cargas No Sísmicas[1].

4.4 PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Para el predimensionamiento estructural se dividirá la estructura principal en dos módulos, los cuales se observan en la Figura 22 a continuación, siendo el Módulo 1, aquel que se encuentra en el lado izquierdo.

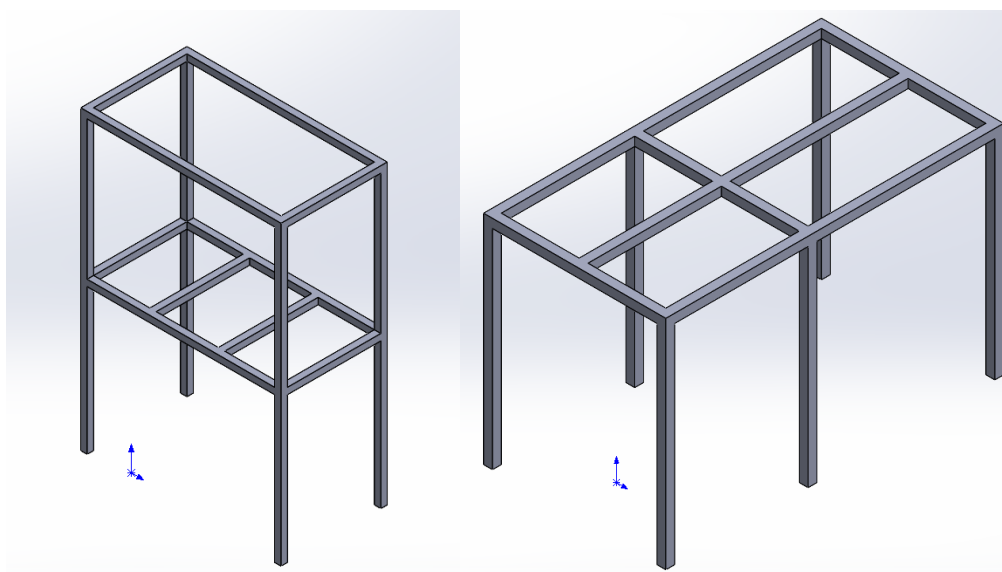


Figura 22. Módulo 1 y 2.

4.5 PREDIMENSIONAMIENTO MÓDULO 1

4.5.1 SEGUNDO NIVEL (TECHO)

Carga permanente (P_p):

Tolva de agregados: 8971 kg

Carga variable (P_v):

Plataforma de mantenimiento (sobre la tolva): 204 kg/m²

4.5.1.1 CORREAS

Los elementos de amarre auxiliares y las cargas que actúan sobre estos se representan gráficamente en la Figura 23, a partir de estos se determinan los demás elementos que componen el nivel.

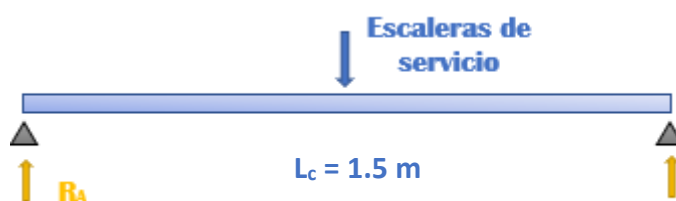


Figura 23. Representación esquemática correa de techo.

El cálculo del momento máximo para este caso viene dado por la siguiente expresión:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{P \cdot L_C}{4}$$

Donde, $P = 136 \text{ kg}$.

$$M_{m\acute{a}x'} = \frac{136 \text{ kg} (1.5 \text{ m})}{4}$$

$$M_{m\acute{a}x'} = 51 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Seguidamente, se calcula el valor del módulo de sección a través del criterio *LRFD*, a través de la siguiente expresión:

$$Zx' = \frac{M_{m\acute{a}x}}{0.9 Fy_{A36}}$$

Donde, $Fy_{A36} = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

$$Zx' = 2.24 \text{ cm}^3$$

Una vez obtenido el valor del módulo de sección, se procede a buscar un perfil comercial cuyo módulo sea mayor al calculado. El Anexo 1 es un extracto de las tablas de perfiles tubulares rectangulares a través de la cual se obtiene que el tubo rectangular 40x20x2 cumple con la condición establecida, cuyo $Z_x = 2.82 \text{ cm}^3$.

Sin embargo, producto de la carga aplicada, experimenta una deformación de 1.49 cm, lo cual es superior a la deflexión admisible (0.42 cm). Por tanto, se verificará el perfil 70x30x2 (mm), cuya inercia es de 22.20 cm^4 y un peso propio de 3.03 kg/m, decisión que se respalda en ser la opción más económica (menor peso por unidad de longitud) frente a las otras opciones del anexo.

Se analiza la deflexión considerando el incremento del peso propio del perfil y se tiene:

Carga peso propio (P) = 4.55 kg

$$P_C = 136 \text{ kg} + 4.55 \text{ kg}$$

$$P_C = 140.55 \text{ kg}$$

A través de la cual se obtiene el valor de la deflexión a través de la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{P_C L_C^3}{48 E I}$$

Donde,

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_x = 4.04 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = 0.21 \text{ cm}$$

Por tanto, el perfil 70x30x2 cumple la condición establecida.

$$[\Delta] = L_C/360$$

$$[\Delta] = 0.42 \text{ cm}$$

$$\Delta < [\Delta]$$

Seguidamente, se calcula la reacción en los apoyos (RA):

$$R_A = \frac{P_C}{2}$$

$$R_A = 70.28 \text{ kg}$$

4.5.1.2 VIGAS DE AMARRE

Con el objetivo de realizar el desmontaje parcial de los elementos que conforman el mezclador se dimensiona la viga con la intención de brindar un punto de izaje para las labores de mantenimiento, para lo cual se tomará el cincuenta por ciento del peso total del equipo. En la Figura 24, se observa la disposición del elemento frente a la carga de izaje antes mencionada.

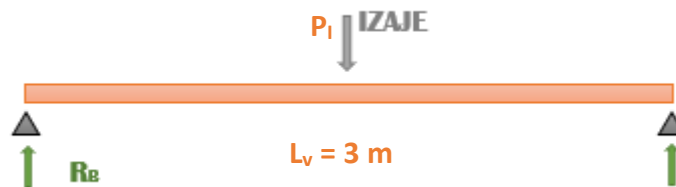


Figura 24. Representación esquemática de las vigas de amarre de techo.

El peso del mezclador es de 1650 kg, por tanto, la carga de izaje será de 825 kg.

A continuación, se obtiene el momento máximo producido por la carga puntual, a través de la misma expresión del apartado anterior:

$$M_{m\acute{a}x'} = 618.75 \text{ kg.m}$$

Y se obtiene el módulo de sección plástica del perfil para la selección de la viga.

$$Z_{x'} = 27.17 \text{ cm}^3$$

Una vez obtenido el valor del módulo de sección, se procede a buscar un perfil comercial en el Anexo 1 del documento, a través del cual se obtiene que el tubo rectangular 150x50x2(mm) cumple con la condición establecida, cuyo $Z_x = 36.12 \text{ cm}^3$. Sin embargo, el análisis por deflexión nos arroja un valor de deflexión máxima de 1.09 cm, el cual supera el valor admisible (0.83 cm), por tanto, se opta por la utilización del perfil rectangular 150x50x3 cuya inercia corresponde a 298.35 cm^4 y un peso propio de 9.17 kg/m.

Carga debida al peso propio (P) = 27.51 kg

$$P_{IT} = P_I + P$$

$$P_{IT} = 852.51 \text{ kg}$$

A través del cual se obtiene el valor de la deflexión a través de la misma expresión del apartado anterior, obteniéndose así:

$$\Delta = 0.77 \text{ cm}$$

Por tanto, el perfil 150x50x3(mm) cumple con el requerimiento de carga y de deflexión.

$$\Delta < [\Delta]$$

Finalmente se obtiene el valor de la reacción en el apoyo (R_B):

$$R_B = 426.26 \text{ kg}$$

4.5.1.3 COLUMNAS

En la Figura 25, se observa el diagrama que resalta el elemento a dimensionarse en color negro, donde se evidencian las cargas que actúan sobre la columna del nivel superior.

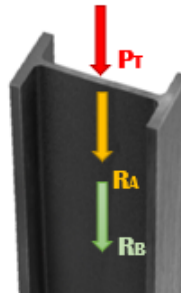


Figura 25. Aplicación de cargas en las columnas.

Donde,

Carga axial peso tolva de agregados (PT), es igual al peso total entre cuatro.

$$P_T = 2242.75 \text{ kg}$$

$$R_A = 70.28 \text{ kg}$$

$$R_B = 426.26 \text{ kg}$$

Finalmente, se obtiene el valor de la carga permanente (P_p):

$$P_p = R_A + R_B + P_T$$

$$P_p = 2739.29 \text{ kg}$$

Carga variable – Plataforma de mantenimiento ($P_{v'}$)

$$P_{v'} = 204 \text{ kg/m}^2$$

A través del concepto de área tributaria se obtiene la carga concentrada que actúa sobre la columna, producto de la condición de carga variable.

$$A_t = \frac{A_{Total}}{4}$$

$$A_t = 1.125 \text{ m}^2$$

Por tanto, la carga concentrada producto de la condición de carga variable es:

$$P_V = P_{V'}(At)$$

$$P_V = 229.5 \text{ kg}$$

Para el predimensionamiento del perfil se halla el valor de la carga en su caso más desfavorable mediante combinación y se procede a calcular por el método de diseño por factores de carga y resistencia (*LRFD*), para el cual se tiene.

$$P_{\text{última } 1} = 1.4 P_p$$

$$P_{\text{última } 2} = 1.4 P_p + 1.6 P_v$$

De las cuales se toma el caso más desfavorable, siendo este:

$$P_{\text{última } 2} = 1.4(2739.29 \text{ kg}) + 1.6(229.5 \text{ kg})$$

$$P_{\text{última } 2} = 4202.21 \text{ kg}$$

Mediante la cual se obtiene el valor del Área gruesa (A_g) para la posterior selección del perfil, a través de la siguiente expresión:

$$A_g = \frac{P_{\text{última } 2}}{0.6 F_{yA36}}$$

$$A_g = 2.77 \text{ cm}^2$$

El Anexo 2, es un extracto de las tablas de perfiles tubulares cuadrados, del cual se obtiene que el perfil que cumple con la condición corresponde a un tubo cuadrado 50x50x1.5 cuya sección transversal es igual a 2.85 cm² y se procede a analizar por esbeltez, donde se obtiene que:

$$F_{real} = 1474.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 733.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{real} > F_a$$

Por tanto, el perfil seleccionado es muy esbelto para esta aplicación, lo que condiciona la utilización de un perfil de mayor sección para lo cual se propone encontrar un factor de proporcionalidad (z) para estimar el área necesaria para el esfuerzo producido por la combinación de cargas.

$$z = \frac{F_{real}}{F_a} = 2.01$$

A través del cual se obtiene la sección transversal del perfil:

$$A = 2.01(2.85 \text{ cm}^2)$$

$$A = 5.73 \text{ cm}^2$$

Del Anexo 2, se toma el tubo cuadrado 60x3(mm) cuya sección transversal es igual a 6.61 cm² y una inercia de 35.06 cm⁴ A partir de aquí se determina su esbeltez a través de la expresión:

$$\lambda = \frac{k \cdot L_{columna}}{r_y}$$

Donde,

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 2.30 \text{ cm}$$

Lo cual implica una esbeltez igual,

$$\lambda = 102.17$$

En base a la esbeltez, se procede a buscar el valor del esfuerzo admisible (F_a) de acuerdo a la tabla 3-16 del manual de la AISC, adjunta en el Anexo 3.

$$F_a = 12.72 \text{ ksi} = 894.30 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente se calcula el esfuerzo real que actúa sobre la columna,

$$F_{real} = \frac{P_{última\ 2}}{A_{perfil}}$$

$$F_{real} = 635.74\ kg/cm^2$$

Por ende, el perfil seleccionado cumple la condición:

$$F_{real} < F_a$$

$$635.74\ kg/cm^2 < 894.30\ kg/cm^2$$

4.5.2 PRIMER NIVEL (PLANTA BAJA)

Carga permanente (P_p):

Peso mezclador (PM): 1650 kg

Piso rejilla: 32,2 kg/m²

Carga variable (P_v):

Plataformas Elevadas: 3 KN/m² = 306 kg/ m²

4.5.2.1 VIGAS AUXILIARES

Para predimensionamiento de las vigas auxiliares se utiliza el concepto del área tributaria, que se observa en la Figura 26, para la obtención la carga distribuida que actúa sobre la misma.

Donde,

$$A_t = 1m(1.5m) = 1.5\ m^2$$

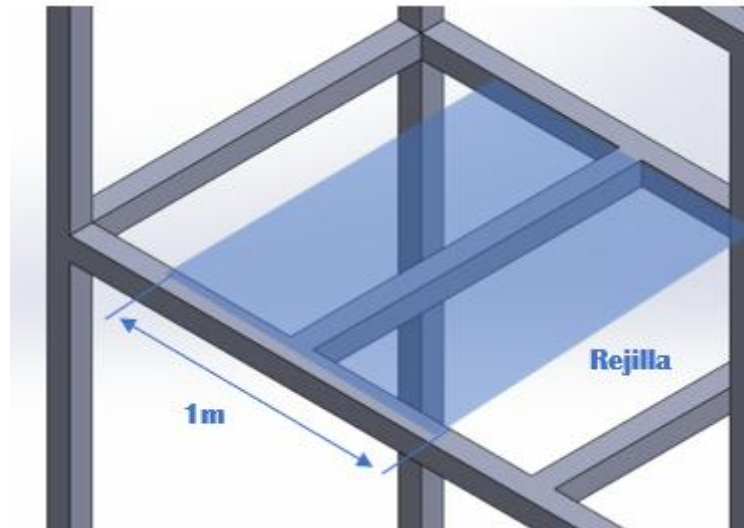


Figura 26. Área tributaria.

La Figura 27, muestra la aplicación de las cargas sobre el elemento a dimensionarse, de donde se obtienen:

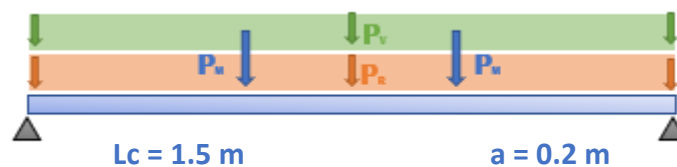


Figura 27. Representación esquemática viga auxiliar.

Carga viva (P_v):

$$P_v = At \left(306 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = 459 \text{ kg}$$

Carga rejilla (P_R):

$$P_R = At \left(32,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = 48.30 \text{ kg}$$

Carga puntual soporte del mezclador (P_M):

$$P_M = \frac{P_m}{4} = 412.5 \text{ kg}$$

Con las magnitudes de las fuerzas se obtiene el valor del momento máximo a través de la siguiente expresión:

$$M_{m\acute{a}x'} = P_M \cdot a + \frac{P_v \cdot Lc}{4} + \frac{P_R \cdot Lc}{4}$$

$$M_{m\acute{a}x'} = 272.74 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Y se obtiene el valor del m3dulo de secci3n a trav3s del criterio *LRFD*.

$$Zx' = 11.98 \text{ cm}^3$$

Del Anexo 1 se obtiene el tubo 100x50x2, cuyo m3dulo es de 19.02 cm³ y se procede a la verificaci3n debido al incremento del peso propio del perfil (4.52 kg/m).

Carga tubo (Pt) = 6.78 Kg

$$M_{m\acute{a}x} = M_{m\acute{a}x'} + \frac{4.52 \text{ kg/m} (1.5 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 274.01 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Finalmente,

$$Zx = 12.04 \text{ cm}^3$$

Por tanto, la secci3n cumple con la soliciaci3n de carga, sin embargo, se procede a la comprobaci3n a trav3s del an3lisis por deflexi3n.

$$[\Delta] = Lc/360$$

$$[\Delta] = 0.42 \text{ cm}$$

CASO 1 (Deflexi3n debida a la sumatoria de cargas puntuales):

$$P_T = P_V + P_R + P_t$$

$$P_T = 514.08 \text{ kg}$$

$$\Delta_1 = \frac{P_T Lc^3}{48 E I}$$

$$\Delta_1 = \frac{514.08 \text{ kg} (150 \text{ cm})^3}{48 (2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)(74.94 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta_1 = 0.23 \text{ cm}$$

CASO 2 (Cargas puntuales simétricas):

$$\Delta_2 = \frac{P_M a}{24 E I} (3L_c^2 - 4a^2)$$

$$\Delta_2 = \frac{412.5 \text{ kg} (20 \text{ cm})}{24(2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)(74.94 \text{ cm}^4)} [3(150 \text{ cm})^2 - 4(20 \text{ cm})^2]$$

$$\Delta_2 = 0.14 \text{ cm}$$

Deflexión total (Δ_T):

$$\Delta_T = \Delta_1 + \Delta_2 = 0.37 \text{ cm}$$

Por tanto, el perfil seleccionado también cumple la condición de deflexión preestablecida:

$$\Delta < [\Delta]$$

$$0.42 \text{ cm} < 0.37 \text{ cm}$$

4.5.2.2 VIGAS DE CARGA

Se calcula la reacción en los apoyos de la viga auxiliar, la cual será la carga transmitida hacia la viga de carga, como se observa en la Figura 28.

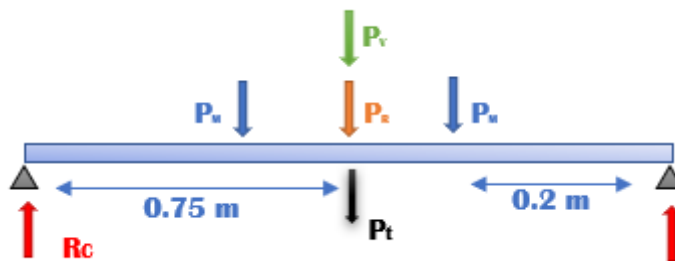


Figura 28. Esquema para la obtención de reacciones en la viga auxiliar.

$$\begin{aligned} \sum M_A &= -0.2m(412.5 \text{ kg}) - 0.75m(459 \text{ kg}) - 0.75m(48.30 \text{ kg}) \\ &\quad - 0.75m(6.78 \text{ kg}) - 1.3m(412.5 \text{ kg}) + 1.5m(R_C) = 0 \\ R_C &= 669.54 \text{ kg} \end{aligned}$$

De la Figura 29, se establece el criterio para determinar el momento máximo según el caso.

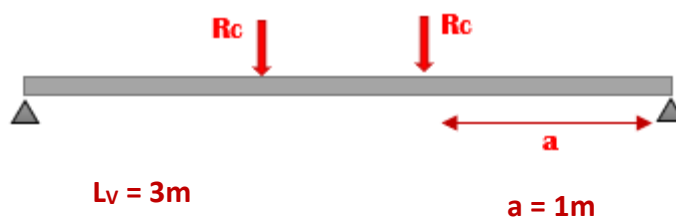


Figura 29. Representación esquemática de la viga de carga.

$$\begin{aligned} M_{m\acute{a}x'} &= R_C (a) \\ M_{m\acute{a}x'} &= 669.54 \text{ kg} \cdot m \end{aligned}$$

Entonces, se calcula el módulo de sección plástica a través del método de *LRFD*:

$$Zx' = 29.4 \text{ cm}^3$$

Del Anexo 1 se obtiene que el perfil rectangular 150x50x2(mm) posee un módulo de 36.12 cm^3 y se procede a la verificación por deflexión, donde se tiene:

$$[\Delta] = 0.83 \text{ cm}$$

$$\Delta = 1.47 \text{ cm}$$

Por tanto, se procede a encontrar un factor de proporcionalidad (u) para estimar la inercia mínima necesaria para el esfuerzo producido por la combinación de cargas.

$$u = \frac{\Delta}{[\Delta]} = 1.77$$

A través del cual se obtiene:

$$I = 1.77(207.45 \text{ cm}^4) = 367.19 \text{ cm}^4$$

Al no disponer de un perfil tubular que cumpla con el requerimiento de carga, se opta por la utilización de un perfil abierto con lo que se verifica con el perfil IPE140 cuya inercia corresponde a 541 cm⁴ y un peso propio de 12.90 kg/m, características obtenidas del Anexo 4.

Carga peso propio (P_{PV}): 38.70 kg

La deflexión máxima se calcula a través de la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{(R_C + P_{PV})a}{24 E I} (3L_V^2 - 4a^2)$$

$$\Delta = \frac{(669.54 \text{ kg} + 38.70 \text{ kg}) (100 \text{ cm})}{24(2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)(541 \text{ cm}^4)} [3(300 \text{ cm})^2 - 4(100 \text{ cm})^2]$$

$$\Delta = 0.60$$

Por lo que se cumple con la condición:

$$\Delta < [\Delta]$$

$$0.60 \text{ cm} < 0.83 \text{ cm}$$

Lo que valida la selección del perfil IPE140 para esta aplicación.

4.5.2.3 COLUMNAS DE PLANTA

Para el dimensionamiento del perfil a utilizarse como columna, se obtiene primeramente el valor de la reacción (R_D), a través del esquema mostrado en la Figura 30.

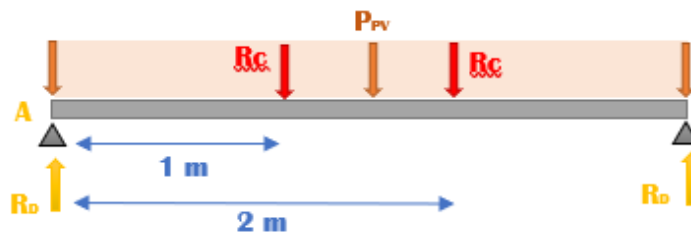


Figura 30. Esquema para la obtención de las reacciones en la viga de carga.

A través de sumatoria de momentos en el punto A, se obtiene:

$$\sum M_A = -1m(669.54 \text{ kg}) - 1.5m(38.70 \text{ kg}) - 2m(669.54 \text{ kg}) + 3m(R_D)$$

$$R_D = 688.89 \text{ Kg}$$

En la Figura 31, se evidencian las cargas que actúan directamente sobre las columnas del nivel de planta.

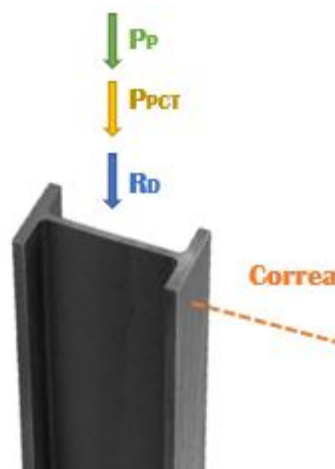


Figura 31. Cargas axiales sobre la columna de planta.

Donde,

P_{PCT} : Peso propio de la columna de techo = 12.20 kg

En la Figura 32 se esquematiza el concepto del área tributaria para incluir el efecto de las cargas de piso y uso en el análisis, para las cuales se tienen:

- Piso rejilla: 32,2 kg/m²
- Plataforma elevada: 306 kg/m²

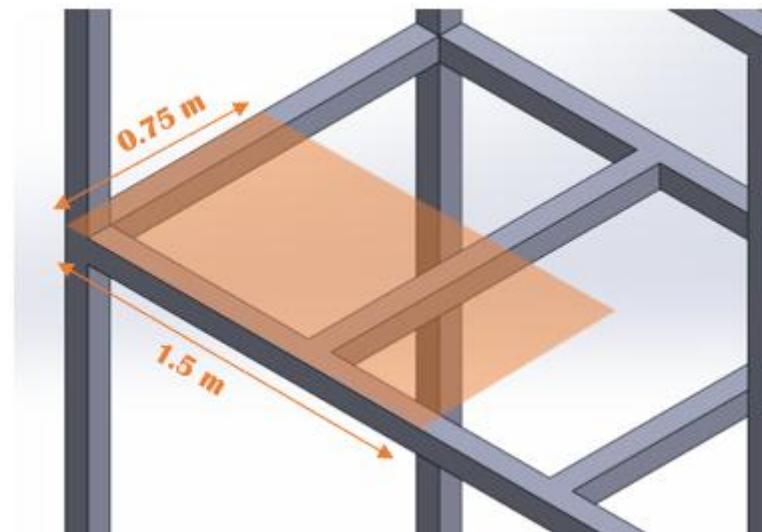


Figura 32. Área tributaria – Columna de planta.

Cargas Permanentes – Nivel de planta

Carga Axial Total (PAT)

$$P_{AT} = P_P + P_{PCT} + R_D + 0.75m(4.52 \text{ kg/m}) = 3443.77 \text{ kg}$$

Carga piso rejilla (PPR)

$$P_{PR} = 1.125 \text{ m}^2(32,2 \text{ kg/m}^2) = 36.23 \text{ kg}$$

Carga permanente total (PPT)

$$P_{PT} = 3443.77 \text{ kg} + 36.23 \text{ kg} = 3480.00 \text{ kg}$$

Carga Variable – Nivel de planta

Carga de uso en planta (P_{VP})

$$P_{VP} = 1.125 \text{ m}^2 (306 \text{ kg/m}^2) = 344.25 \text{ kg}$$

Se halla el valor de la combinación de carga en su caso más desfavorable:

$$P_{\text{última } 2} = 1.4 P_{PT} + 1.6 P_{VP}$$

$$P_{\text{última } 2} = 5422.80 \text{ kg}$$

Mediante la cual se obtiene el valor del Área gruesa (A_g):

$$A_g = 3.57 \text{ cm}^2$$

Del Anexo 2, se obtiene que el perfil que cumple con las condiciones establecidas corresponde al tubo cuadrado 50x2 cuya Área gruesa es igual a 3.74 cm^2 , sin embargo, a través del análisis por esbeltez se concluyó que:

$$F_{real} = 1449.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 762.83 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto, se procede a encontrar un factor de proporcionalidad (z) para estimar el área necesaria para el esfuerzo producido por la combinación de cargas.

$$z = \frac{F_{real}}{F_a} = 1.90$$

A través del cual se obtiene la sección transversal del perfil:

$$A = 1.90 (3.74 \text{ cm}^2)$$

$$A = 7.11 \text{ cm}^2$$

Del Anexo 2, que el tubo cuadrado 75x3(mm) posee una sección de 8.41 cm² y una inercia de 71.54 cm⁴ a partir de las cuales se determina analiza por esbeltez.

$$r_y = 2.92 \text{ cm}$$

Lo cual implica una esbeltez igual,

$$\lambda = 77.14$$

Y un esfuerzo admisible igual,

$$F_a = 15.69 \text{ ksi} = 1103.12 \text{ kg/cm}^2$$

Donde finalmente, se obtiene el esfuerzo real que actúa sobre la columna,

$$F_{real} = \frac{5422.80 \text{ kg}}{8.41 \text{ cm}^2}$$

$$F_{real} = 644.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{real} < F_a$$

Por tanto, el perfil tubular 75x3(mm) cumple con la sollicitación de carga.

4.5.2.4 ARRIOSTRAMIENTOS

Llenar la tolva con el uso de un cargador frontal, producirá un empuje lateral, cuya magnitud puede ser estimada a través de la siguiente expresión:

$$F_{lat} = C_d P_{hm\acute{a}x} A_i$$

Donde,

Flat: Fuerza lateral de llenado

Ai: Área incidencia (cara de la tolva)

P_{hm}áx: Presión lateral máxima (Ravenet)

Cd: Factor dinámico de carga [1.5 a 2]

Del apartado de diseño de la tolva de agregados se obtienen:

$$A_i = 2.5 \text{ m}^2$$

$$P_{hRm\acute{a}x} = 2022.22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$C_d = 1.75$$

Finalmente, se obtiene el valor de la fuerza lateral instantánea de carga, que permitirá determinar los elementos utilizados para el arriostramiento de la estructura como se observa en la Figura 33.

$$F_{lat} = 1.75(2022.22 \text{ kg/m}^2)(2.5 \text{ m}^2)$$

$$F_{lat} = 8847.21 \text{ kg}$$

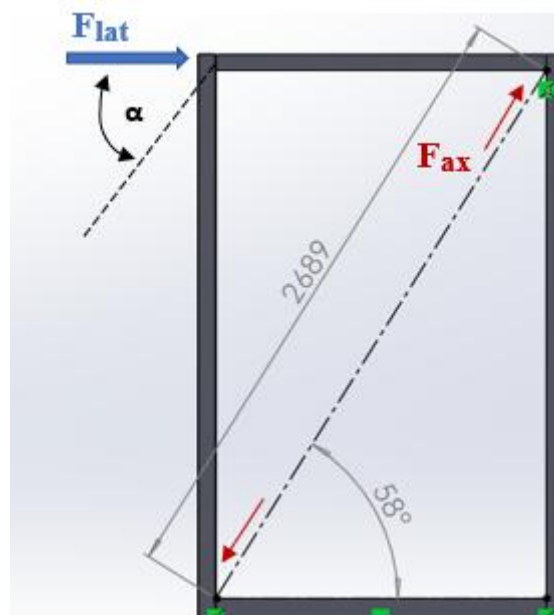


Figura 33. Fuerza lateral instantánea de carga.

Donde,

Fax: Fuerza de tracción que actúa sobre el elemento del arriostramiento.

α : Ángulo de inclinación de las barras.

$$F_{ax} = F_{lat} \cos \alpha$$

$$F_{ax} = 8847.21 \text{ kg} (\cos 58^\circ)$$

$$F_{ax} = 1054.41 \text{ kg}$$

A través del método de ASD, se obtiene el área aproximada que debería contar el perfil.

$$A_t = \frac{F_{ax}}{0.6F_{yA36}} = \frac{1054.41 \text{ kg}}{0.6(2530 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$A_t = 0.79 \text{ cm}^2$$

Del Anexo 1, se toma el perfil rectangular 40x20x1.2(mm) cuya sección transversal corresponde a 1.32 cm², el cual a través del análisis por esbeltez presenta:

$$r_y = 1.41 \text{ cm}$$

$$\lambda = 95.04$$

Un valor de esfuerzo admisible (F_a) de acuerdo al Anexo 3, igual a:

$$F_a = 956.18 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente se obtiene el esfuerzo real que actúa sobre la columna, siendo este:

$$F_{real} = \frac{1054.41 \text{ kg}}{1.32 \text{ cm}^2} = 798.80 \text{ kg/cm}^2$$

Por ende, el perfil rectangular 40x20x1.2 cumple la condición de carga y esfuerzo:

$$F_{real} < F_a$$

4.5.3 CORTANTE BASAL

Para el dimensionamiento de los pernos y la placa base se parte por analizar el efecto de un evento sísmico frente al peso estructural y la función que desempeña la estructura, a través de hallar la carga horizontal que actúa en la base de la edificación (Cortante basal), según el criterio de la Norma Ecuatoriana de la construcción Sismorresistente[2].

4.5.3.1 PERIODO DE VIBRACIÓN

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde,

C_t: Coeficiente que depende del tipo de edificación

α: Coeficiente que depende del tipo de edificación

h_n: Altura máxima de la edificación [m]

En el Anexo 5, se encuentran tabulados los coeficientes antes mencionados y se encuentra el periodo de vibración de la estructura.

$$C_t = 0.073$$

$$\alpha = 0.75$$

$$h_n = 4.6 \text{ m}$$

$$T = 0.073(4.6 \text{ m})^{0.75}$$

$$T = 0.23 \text{ seg}$$

4.5.3.2 ACELERACIÓN DE PISO

En la Figura 34, se observan las expresiones para el cálculo de la aceleración de piso en base a los períodos de vibración de la estructura (T₀ y T_C).

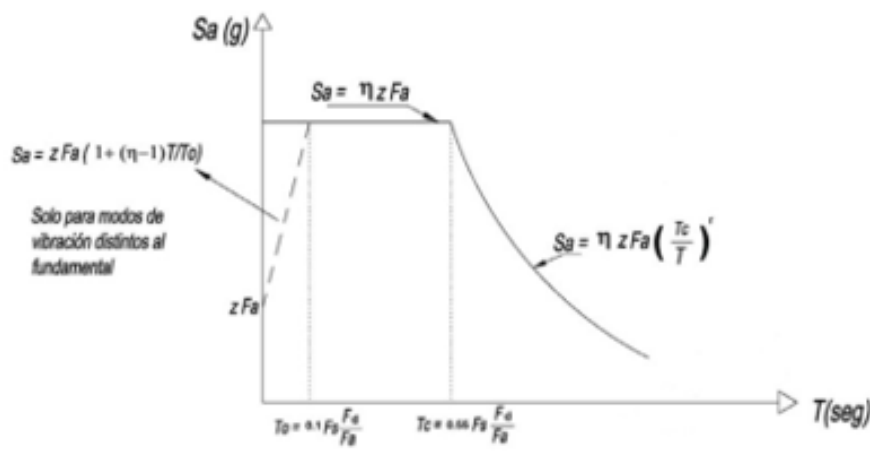


Figura 34. Gráfica Aceleración de piso - tiempo.

La descripción de cada factor se encuentra adjunta en el Anexo 6.

Para la obtención de los factores se utiliza el factor de zonificación sísmica, el cual varía de acuerdo al sitio donde se va a implementar la estructura. Para la Provincia de Pastaza, Cantón Mera el factor tiene un valor de 0.35, según la Normativa Ecuatoriana de construcción (NEC)[2].

Además, se necesita conocer el perfil del suelo para el diseño sísmico, a través de ensayos particulares de cada proyecto, para este propósito se asume un suelo tipo D, medianamente rígido.

Con estos dos, se utilizan las tablas contenidas en el Anexo 7, para obtener los valores de los coeficientes F_a , F_d y F_s .

Se obtiene el valor de los períodos límite de vibración:

$$T_0 = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.1 (1.19) \frac{1.28}{1.25}$$

$$T_0 = 0.12$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.55(1.19) \frac{1.28}{1.25}$$

$$T_c = 0.67$$

Con los cuales se encuentra que cumple con la siguiente condición:

$$T_0 < T < T_c$$

Entonces, el valor de la aceleración de piso está dado por la siguiente:

$$S_a = \eta Z F_a$$

Para la cual los valores del coeficiente η , se encuentran en el Anexo 8. Finalmente se obtiene:

$$S_a = 2.6 (0.35)(1.25)$$

$$S_a = 1.14$$

4.5.3.3 COEFICIENTE SÍSMICO

El coeficiente sísmico se obtiene a través de la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

Donde:

I: Coeficiente de Importancia según el uso de la edificación.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

Los cuales se encuentran tabulados en el Anexo 7.

Para los coeficientes de regularidad y configuración estructural se asume que el centro de rigidez es semejante al centro de masa y que la configuración vertical de la estructura es semejante desde el primer al último nivel.

ϕ_p : Coeficiente de configuración en planta [2]. En este caso se asume el valor de 1.

ϕ_e : Coeficiente de configuración en elevación [2]. Se asume también el valor de 1, para obtener finalmente:

$$C_s = \frac{1(1.14)}{8(1)(1)}$$

$$C_s = 0.14$$

4.5.3.4 CORTANTE DE BASE

El cual se obtiene a través de la siguiente expresión:

$$V = C_s W$$

Donde,

W: Es igual al 100% de la carga permanente.

Para casos especiales de almacenamiento industrial, W corresponde a:

$$W = D + 0.25 L_i$$

Donde,

D: Carga permanente total.

L_i : Carga variable de almacenamiento.

En la Figura 35, se observa la representación a detalle de los elementos que componen en el módulo 1.

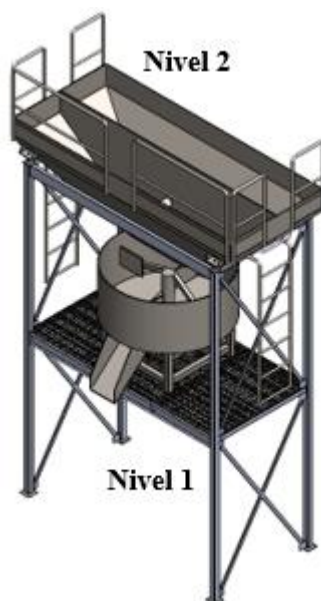


Figura 35. Esquema a detalle de los elementos que componen el módulo 1.

En la Tabla 2 y 3, mostradas a continuación, se observan los pesos muertos y de almacenamiento para cada nivel, indispensables para la obtención del cortante de base.

Tabla 2. Carga muerta estructural Módulo 1.

Descripción	Nivel 1 [kg]	Nivel 2 [kg]
Correas	27,12	9,10
Vigas	77,40	55,02
Columnas	61,75	61,75
Arriostramientos	11,34	11,78
Equipo	650,00	971,00
Rejilla	144,90	0,00
Pasamanos	50,00	10,00
Parcial	1022,51	1118,65
Carga Muerta Total		2141,16

Tabla 3. Carga de almacenamiento Módulo 1.

Descripción	Nivel 1[kg]	Nivel 2[kg]
Agregados	1000	8000
Total		9000

A partir de las anteriores, se obtiene:

$$W = 2141.16 \text{ kg} + 0.25(9000 \text{ kg}) = W = 4391.16 \text{ kg}$$

Finalmente, se obtiene la magnitud del cortante de base:

$$V = 0.14 (4391.16 \text{ kg})$$

$$V = 614.76 \text{ kg}$$

A partir de este valor se estima el valor del momento actuante sobre los cimientos de la estructura para el dimensionamiento de los pernos de anclaje en el apartado posterior.

$$M_b = \frac{V h_e}{C}$$

Donde,

he: longitud total de la columna.

C: número de columnas

$$M_b = \frac{614.76 \text{ kg}(2.25 \text{ m})}{4}$$

$$M_b = 345.80 \text{ kg.m}$$

4.5.4 DIMENSIONAMIENTO DE PERNOS DE ANCLAJE Y PLACA BASE

Se utilizará dos enfoques para el dimensionamiento de los pernos de anclaje, a cortante y a momento, como se muestra a continuación.

4.5.4.1 A CORTANTE

Propuesta: Pernos ASTM A307

$F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$F_u = 3795 \text{ kg/cm}^2$

Se procede a calcular la capacidad de cada perno, a través de la siguiente expresión:

$$Q = 0.75 A_p F_u$$

Donde,

Q: capacidad de cada perno [kg]

A_p : Área del perno [cm^2]

F_u : Esfuerzo último [kg/cm^2]

$$A_p = \frac{Q}{0.75 F_u} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{0.75\pi F_u}}$$

$$Q = V$$

$$D = \sqrt{\frac{4(614.76 \text{ kg})}{0.75\pi (3795 \text{ kg/cm}^2)}}$$

$$D = 0.52 \text{ cm} = 5.2 \text{ mm}$$

Se selecciona un perno comercial de un cuarto de pulgada (1/4"), cuyo diámetro corresponde a 6.35 milímetros.

A través de este se permite establecer las dimensiones iniciales de la placa base, como se observa en la Figura 36.

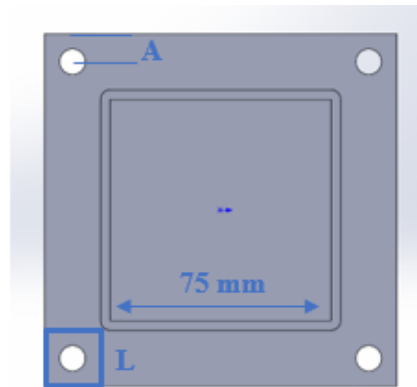


Figura 36. Dimensiones iniciales de la placa base.

Los agujeros en la placa, serán realizados con una broca de 8 milímetros de diámetro, a partir de este se determina el valor de la distancia mínima al borde A.

$$A = 1.5 D_{\text{agujero}}$$

$$A = 12 \text{ mm}$$

Por tanto, el lado L del cuadrado de la figura anterior será de 25 milímetros, dándonos unas dimensiones iniciales de la placa base de 125 por 125 milímetros y se procede con la verificación de los pernos seleccionados en base al momento producido en la base de la columna M_b .

4.5.4.2 A MOMENTO

En la Figura 37, se observa la distancia a la cual actúa el momento, clave para el dimensionamiento de los pernos de anclaje.

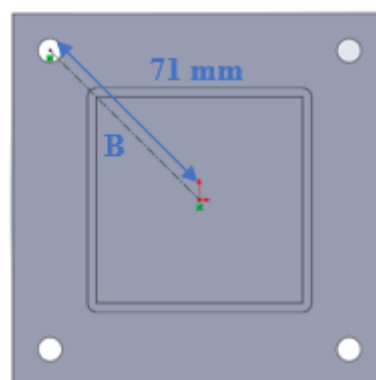


Figura 37. Brazo de palanca.

Por tanto, la carga axial de tracción producto del momento está dada por:

$$Q_{axial} = \frac{M_b}{B} = \frac{345.80 \text{ kg.m}}{0.07 \text{ m}}$$

$$Q_{axial} = 4940 \text{ kg}$$

Y la expresión:

$$Q_{axial} = 0.75 N A_p F_u$$

Donde,

N: Números de pernos sometidos a carga axial.

$$D = \sqrt{\frac{4 Q_{axial}}{0.75 N \pi F_u}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 (4940 \text{ kg})}{0.75 (2\pi) (3795 \text{ kg/cm}^2)}}$$

$$D = 1.05 \text{ cm} = 10.5 \text{ mm}$$

Por tanto, se sugiere la utilización de un perno de siete dieciseisavos de pulgada (7/16") como medida comercial, cuya equivalencia en milímetros corresponde a 11.11 milímetros.

4.5.4.3 PLACA BASE

Teniéndose en cuenta el diámetro del perno calculado, se procede a la definición geométrica de la placa base, para lo cual se toma en cuenta que las perforaciones en la placa se realizarán con una broca de media pulgada de diámetro (12.70 mm).

$$A = 1.5 D_{agujero}$$

$$A = 19.05 \text{ mm}$$

Por tanto, el lado L del cuadrado de la figura anterior será de 38 mm, dándonos unas dimensiones iniciales de la placa base de 150 por 150 milímetros, como se observa en la figura a continuación.

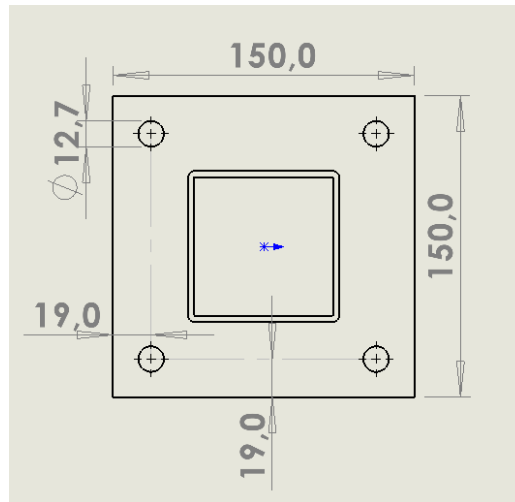


Figura 38. Dimensiones finales de la placa base.

A continuación, se procede a calcular el espesor de la plancha utilizada para la placa base, para lo cual se toma en cuenta la distribución mostrada en la Figura 39.

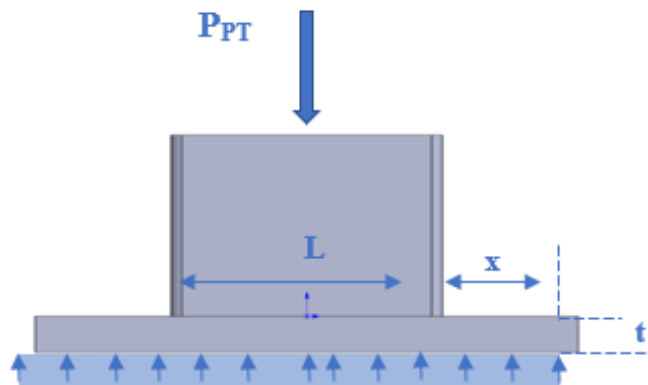


Figura 39. Configuración placa base – fuerza axial.

Donde, el espesor de la placa (t), está dado por la siguiente expresión:

$$t = x \sqrt{\frac{2 P_{PT}}{0.9 F_y L^2}}$$

Donde,

$$P_{PT} = 3482.25 \text{ kg}$$

$$x = 3.80 \text{ cm}$$

$$L = 7.5 \text{ cm}$$

$$t = (3.8\text{cm}) \sqrt{\frac{2 (3480.00 \text{ kg})}{0.9 (2530 \text{ kg/cm}^2)(7.5 \text{ cm})^2}}$$

$$t = 0.88 \text{ cm} = 8.85 \text{ mm}$$

Por tanto, se empleará una plancha comercial de tres octavos de pulgada (3/8"), cuya equivalencia en milímetros es de 9.53 milímetros.

4.6 PREDIMENSIONAMIENTO MÓDULO 2

Considerándose las dimensiones establecidas en la Figura 40 y las solicitaciones de carga, se dimensionarán los elementos que componen los pórticos para el stock de cemento y aditivos.

Carga permanente (P_P):

Stock de materias primas: 2500 kg

Piso rejilla (SR): 32,2 kg/m²

Carga puntual escaleras de servicio (PE): 136 kg

Carga variable (P_V):

Uso de plataforma elevada (Su): 306 kg/m²

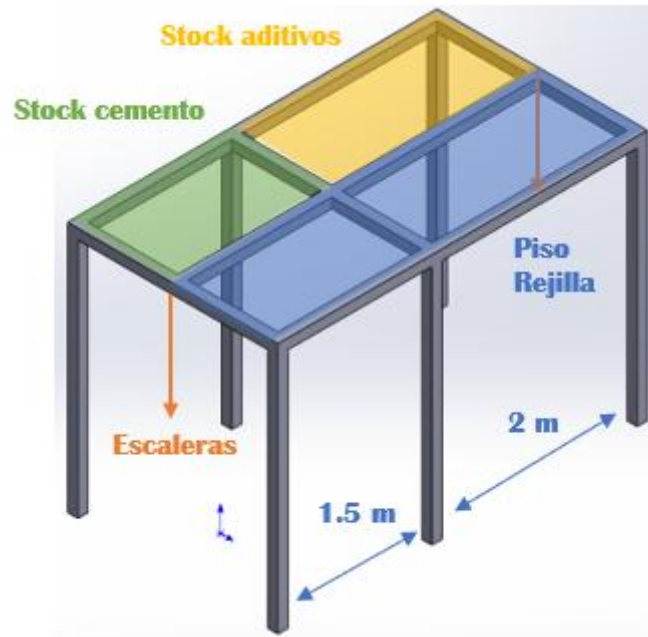


Figura 40. Zonas de aplicación de cargas módulo 2.

En la Figura 41, se observa la disposición de los pallets y la distancia entre los elementos que conforman la estructura.

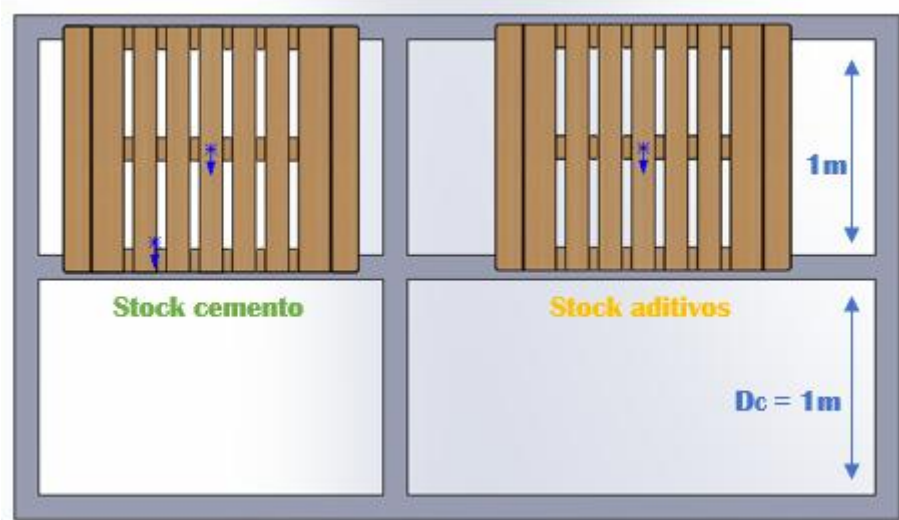


Figura 41. Disposición de los elementos que componen el módulo.

Dimensiones pallet: 1 m x 1.2 m

4.6.1 STOCK CEMENTO

La disposición de las correas que soportan el pallet para el stock de sacos de cemento tiene una distancia de 1.5 metros entre sí, debido a que es la zona del módulo con mayor carga concentrada sobre el pallet, para el cual se procede a dimensionar el perfil a partir de la carga de almacenamiento S_c .

$$S_c = \frac{2000 \text{ kg}}{1.2 \text{ m}^2} = 1666.67 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

4.6.1.1 CORREAS

El diagrama mostrado en la Figura 42, muestra las cargas que actúan sobre el elemento a dimensionarse.

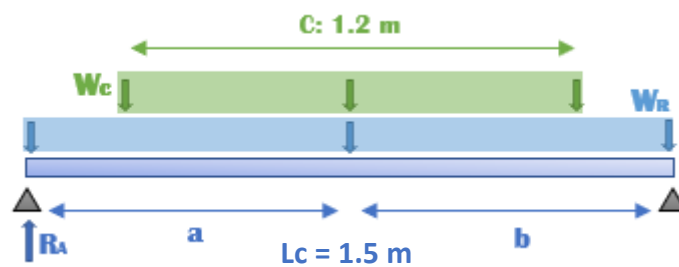


Figura 42. Cargas sobre las correas.

Donde, la distancia entre las correas se representa con las siglas D_c .

Cargas permanentes:

W_c : Carga compartida distribuida en tramo intermedio.

$$W_c = \frac{S_c D_c}{2} = 833.34 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Entonces, se obtiene el valor del momento máximo 1 a través de la siguiente:

$$M_{m\acute{a}x1} = \frac{W_c b \cdot c}{2L_c} \left(2a - c + \frac{b \cdot c}{L_c} \right)$$

$$M_{m\acute{a}x1} = \frac{833.34 \frac{kg}{m} \times 0.75 m \times 1.2 m}{2 (1.5 m)} \left(2(0.75 m) - 1.2 m + \frac{0.75 m \times 1.2 m}{1.5 m} \right)$$

$$M_{m\acute{a}x1} = 225 kg.m$$

WR: Carga distribuida rejilla

Ancho colaborante: 1m

$$W_R = S_R A_{COLABORANTE} = 32.2 \frac{kg}{m}$$

Entonces, se obtiene el valor del momento máximo 2 a través de:

$$M_{m\acute{a}x2} = \frac{W_R L_C^2}{8} = 9.06 kg.m$$

Cargas variables:

W_U: Carga de uso – plataforma elevada

$$W_U = S_U A_{COLABORANTE} = 306 kg/m$$

Finalmente, se obtiene el valor del momento máximo 3 por medio de la ecuación:

$$M_{m\acute{a}x3} = \frac{W_U L_C^2}{8} = 86.06 kg.m$$

Seguidamente, se obtiene el valor del momento máximo total para el dimensionamiento del perfil:

$$M_{m\acute{a}x'} = M_{m\acute{a}x1} + M_{m\acute{a}x2} + M_{m\acute{a}x3}$$

$$M_{m\acute{a}x'} = 320.12 kg.m$$

Seguidamente, se procede a obtener la reacción total en los apoyos R_A .

Por la carga distribuida en tramo intermedio:

$$R_{A1} = \frac{W_c b \cdot c}{L_c} = 500 \text{ kg}$$

Por la carga distribuida por todo el vano W_R ,

$$R_{A2} = \frac{W_R L_c}{2} = 24.15 \text{ kg}$$

Por la carga distribuida por todo el vano W_U ,

$$R_{A3} = \frac{W_U L_c}{2} = 229.50 \text{ kg}$$

Finalmente, se obtiene el valor de la reacción total:

$$R_{A'} = R_{A1} + R_{A2} + R_{A3} = 753.65 \text{ kg}$$

Se procede a seleccionar el perfil a través de su módulo de sección plástico por el método de diseño por resistencia última:

$$Zx' = 14.06 \text{ cm}^3$$

Del Anexo 1, se obtiene que el perfil rectangular 100x50x2(mm), posee $Z_x = 19.02 \text{ cm}^3$, con el que se realiza la comprobación por análisis de deflexión, del cual se obtiene:

$$\Delta = 0.68 \text{ cm}$$

$$[\Delta] = 0.42 \text{ cm}$$

La deflexión del perfil supera la deflexión admisible, por tanto, se procede a comprobar con el perfil 150x50x2(mm), cuya inercia es de 207.45 cm^4 y un peso de 6.17 kg/m , lo que produce una carga equivalente P_E de 9.26 kg .

$$P_{ET} = P_U + P_E + P_C + P_R$$

$$P_{ET} = 1516.56 \text{ kg}$$

Por tanto,

$$\Delta = \frac{1516.56 \text{ kg} (150 \text{ cm})^3}{48 (2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2) (207.45 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta = 0.25 \text{ cm}$$

Por ende, el perfil cumple con las solicitaciones de carga y deflexión y se obtiene finalmente el valor real de la reacción transmitida a la viga de carga.

$$R_A = R_{A'} + \frac{9.26 \text{ kg}}{2} = 758.28 \text{ kg}$$

4.6.1.2 VIGA DE CARGA

El diagrama de la Figura 43, muestra las cargas que actúan sobre el elemento.

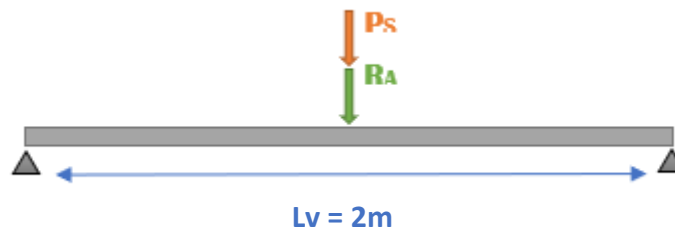


Figura 43. Esquema referencial vigas de carga.

Donde,

R_A : Reacción transmitida a las columnas

P_S : Escaleras de servicio = 136 kg

$$M_{máx'} = \frac{(R_A + P_S) (L_V)}{4} = 447.14 \text{ kg.m}$$

Entonces,

$$Zx' = 19.64 \text{ cm}^3$$

En el Anexo 1, se tiene el perfil rectangular 150x50x2(mm), cuyo módulo es de 36.12 cm³ y un peso de 6.17 kg/m destacando menor peso lo que se traduce a menor costo de adquisición.

Carga equivalente peso propio (P_E) = 12.34 kg

$$M_{m\acute{a}x} = M_{m\acute{a}x'} + \frac{6.17 \frac{\text{kg}}{\text{m}} (2 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 450.23 \text{ kg.m}$$

Finalmente,

$$Zx = 19.77 \text{ cm}^3$$

Por tanto, el perfil cumple con las solicitaciones de carga y se procede a la comprobación por deflexión para lo cual se considera la inercia del perfil 207.45 cm⁴:

$$P_{ET} = R_A + P_S + P_E = 906.62 \text{ kg}$$

Finalmente se obtiene la deflexión máxima,

$$\Delta = \frac{906.62 \text{ kg} (200 \text{ cm})^3}{48 (2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2) (207.45 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta = 0.35 \text{ cm}$$

$$[\Delta] = 0.56 \text{ cm}$$

Por tanto, el perfil también cumple con la condición de deflexión.

$$\Delta < [\Delta]$$

4.6.2 STOCK ADITIVOS

Para el marco estructural que soporta el pallet destinado al stock de aditivos utilizados en la etapa de mezclado, se obtiene el valor de la carga transmitida hacia las correas S_A .

$$S_A = \frac{500 \text{ kg}}{1.2 \text{ m}^2} = 416.67 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

4.6.2.1 CORREAS

El diagrama de la Figura 44, muestra la distribución de las cargas a lo largo de la correa, a partir de la cual se obtendrá el momento máximo que debe soportar la sección.

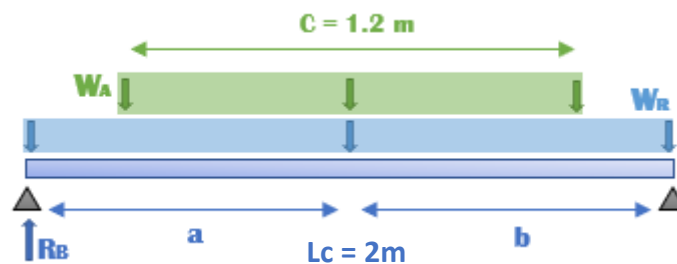


Figura 44. Esquema de cargas sobre las correas.

Cargas permanentes:

W_A : Carga compartida distribuida en tramo intermedio.

D_c : Distancia entre correas.

$$W_A = \frac{S_A D_c}{2} = 208.34 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Entonces, el momento máximo viene dado por la expresión del caso anterior:

$$M_{m\acute{a}x1} = \frac{208.34 \frac{kg}{m} \times 1 m \times 1.2 m}{2 (2 m)} \left(2(1 m) - 1.2 m + \frac{1 m \times 1.2 m}{2 m} \right)$$

$$M_{m\acute{a}x1} = 87.50 kg.m$$

W_R: Carga rejilla distribuida

$$W_R = S_R A_{COLABORANTE} = 32.2 \frac{kg}{m}$$

Que produce un momento de:

$$M_{m\acute{a}x2} = 16.10 kg.m$$

Cargas variables:

W_U: Carga de uso – plataforma elevada

$$W_U = S_U A_{COLABORANTE} = 306 \frac{kg}{m}$$

La que produce un momento de:

$$M_{m\acute{a}x3} = 153 kg.m$$

Finalmente, se obtiene el momento total a través de la sumatoria de los 3 momentos parciales:

$$M_{m\acute{a}x'} = 256.60 kg.m$$

Y se obtiene el valor del módulo de sección plástico:

$$Zx' = 11.27 cm^3$$

En el Anexo 1, se tiene el perfil 80x40x2(mm), cuyo Z_x = 11.61 cm³, sin embargo, del análisis por deflexión se obtuvieron los siguientes:

$$\Delta = 1.99 cm$$

$$[\Delta] = 0.42 \text{ cm}$$

Por tanto, se procede a encontrar un factor de proporcionalidad (u) para estimar la inercia mínima necesaria para el esfuerzo producido por la combinación de cargas.

$$u = \frac{\Delta}{[\Delta]} = \frac{1.99}{0.42}$$

$$u = 4.74$$

A través del cual se obtiene:

$$I = 4.74(37.32 \text{ cm}^4)$$

$$I = 176.89 \text{ cm}^4$$

Se opta por la verificación del perfil tubular 150x50x2(mm), cuya inercia corresponde a 207.45 cm⁴ y cuyo peso propio es de 6.17 kg/m. El cual es sometido a las cargas esquematizadas en la Figura 45.

Carga puntual peso propio (P_E) = 12.34 kg

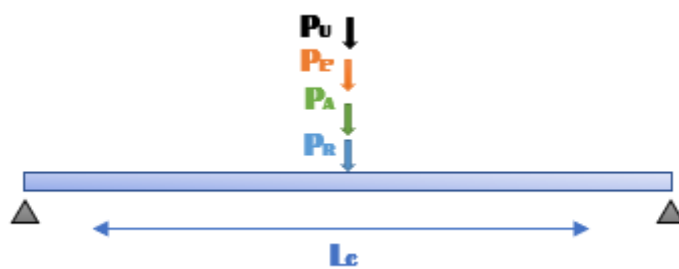


Figura 45. Cargas y verificación por deflexión

Entonces,

$$P_{ET} = P_U + P_E + P_C + P_R$$

$$P_{ET} = 938.74 \text{ kg}$$

Finalmente,

$$\Delta = \frac{938.74 \text{ kg} (200 \text{ cm})^3}{48 (2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)(207.45 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta = 0.36 \text{ cm}$$

Por tanto, el perfil seleccionado cumple con la condición de deflexión admisible,

$$\Delta < [\Delta]$$

$$0.36 \text{ cm} < 0.42 \text{ cm}$$

Lo que valida la selección del mismo y permite obtener la reacción que será transmitida sobre la viga de carga:

$$R_B = R_{B'} + \frac{6.17 \text{ kg/m} (2\text{m})}{2} = 469.37 \text{ kg}$$

4.6.2.2 VIGA DE CARGA

El perfil a utilizarse se obtiene a partir de el estado de cargas que se observa en la Figura 46.

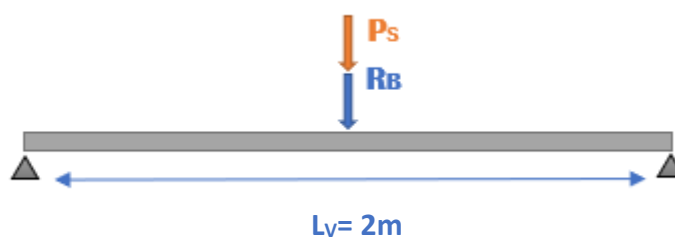


Figura 46. Esquema de cargas sobre las vigas.

Donde,

P_S : Escaleras de servicio = 136 kg

$$M_{máx'} = \frac{(R_B + P_S) (L_V)}{4} = 302.69 \text{ kg.m}$$

Se obtiene el módulo de sección, cuyo valor es:

$$Zx' = 13.29 \text{ cm}^3$$

Y del Anexo 1, se obtiene el perfil rectangular 100x50x2(mm), cuyo módulo es de 19.02 cm³ y su inercia de 74.94 cm⁴. Y se procede al análisis por deflexión, del cual se obtienen:

$$\Delta = 0.65 \text{ cm}$$

$$[\Delta] = 0.56 \text{ cm}$$

Por ende, el perfil supera la deformación esperada y se procede a encontrar un factor de proporcionalidad (u) para estimar la inercia mínima necesaria.

$$u = \frac{\Delta}{[\Delta]} = \frac{0.65}{0.56} = 1.16$$

A través del cual se obtiene:

$$I = 1.16(74.94 \text{ cm}^4)$$

$$I = 86.93 \text{ cm}^4$$

Se opta por la verificación del perfil tubular 150x50x2(mm), cuya inercia corresponde a 207.45 cm⁴ y cuyo peso propio es de 6.17 kg/m.

Carga peso propio (P_E) = 12.34 kg

$$P_{ET} = R_B + P_S + P_E = 617.71 \text{ kg}$$

$$\Delta = \frac{617.71 \text{ kg} (200 \text{ cm})^3}{48 (2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)(207.45 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta = 0.24 \text{ cm}$$

Por lo cual, el perfil cumple con la condición de deflexión admisible:

$$\Delta < [\Delta]$$

$$0.24 \text{ cm} < 0.56 \text{ cm}$$

4.6.2.3 VIGA DE CARGA CENTRAL

Esta recibe parte de la carga del stock de cemento y de la carga del stock de aditivos, transmitidas por las correas, que actúan como se observa en la Figura 47.

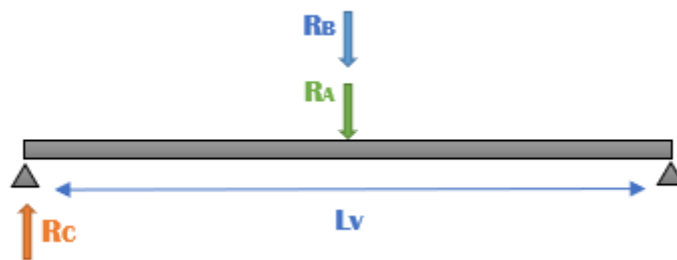


Figura 47. Esquema aplicación de cargas viga central.

Donde, la resultante de las dos fuerzas R_T , es:

$$R_T = R_A + R_B = 1227.65 \text{ kg}$$

A través de la cual se obtiene:

$$M_{máx'} = \frac{R_T (L_V)}{4} = 613.83 \text{ kg.m}$$

Finalmente, se obtiene el módulo plástico de la sección.

$$Z_{x'} = 26.96 \text{ cm}^3$$

Del Anexo 1, se obtiene el perfil rectangular 150x50x2(mm), cuyo módulo es de 36.12 cm³, su inercia de 207.45 cm⁴ y un peso de 6.17 Kg/m y se procede a la verificación debido al peso propio del perfil.

$$M_{máx} = M_{máx'} + \frac{6.17 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} (2 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 616.92 \text{ Kg.m}$$

Finalmente se obtiene el m3dulo de secci3n pl3stico:

$$Z_x = 27.09 \text{ cm}^3$$

Por tanto, el perfil cumple con las solicitaciones de carga, sin embargo, se procede a verificar a trav3s del an3lisis por deflexi3n:

$$\Delta = \frac{1227.65 \text{ kg} (200 \text{ cm})^3}{48 (2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2) (207.45 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta = 0.47 \text{ cm}$$

Condici3n:

$$[\Delta] = L_v / 360$$

$$[\Delta] = 0.56 \text{ cm}$$

Entonces, el perfil cumple la condici3n de deflexi3n m3xima admisible y se procede a obtener el valor de la reacci3n que ser3 transmitida hacia la columna (RC):

$$R_c = \frac{R_T}{2} + \frac{12.34 \text{ kg}}{2}$$

$$R_c = 620 \text{ kg}$$

4.6.2.4 COLUMNA CENTRAL

Se obtiene el valor de la carga que actúa de manera indirecta sobre la columna a trav3s del concepto del 3rea tributaria, como se observa en la Figura 48.

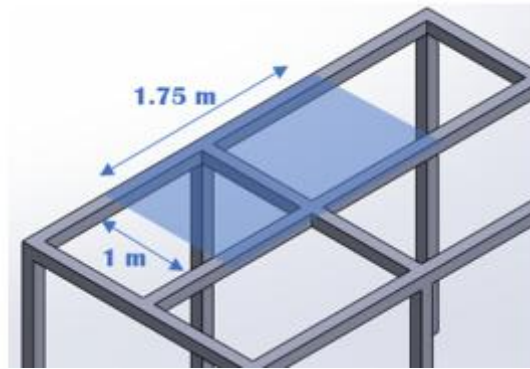


Figura 48. Área tributaria para la columna central.

Las fuerzas transmitidas axialmente a la columna central se identifican en la Figura 49, las cuales permiten dimensionar la sección del elemento.

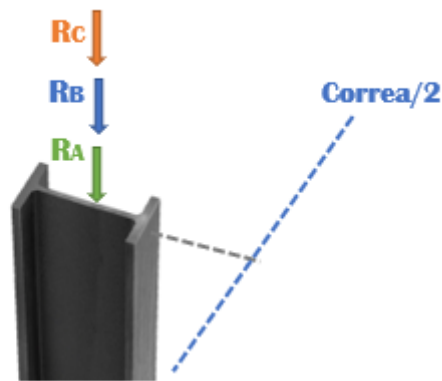


Figura 49. Esquema aplicación de carga columna central.

Donde,

$$R_A = 758.28 \text{ kg}$$

$$R_B = 469.37 \text{ kg}$$

$$R_C = 620 \text{ kg}$$

Cargas Permanentes:

Carga Axial Total (R_{AT})

$$R_{AT} = R_A + R_B + R_C = 1847.65 \text{ kg}$$

Carga piso rejilla (P_{PR})

$$P_{PR} = 1.75 \text{ m}^2 (32,2 \text{ kg/m}^2) = 56.35 \text{ kg}$$

Carga correa central (P_{CC})

$$P_{CC} = \frac{0.75 \text{ m}(\text{Correa } 150 \times 50 \times 2 \text{ [kg/m]}) + 1 \text{ m}(\text{Correa } 150 \times 50 \times 2 \text{ [kg/m]})}{2}$$

$$P_{CC} = 0.875 \text{ m}(6.17 \text{ kg/m}) = 5.40 \text{ kg}$$

Carga permanente (P_P)

$$P_P = R_{AT} + P_{PR} + P_{CC}$$

$$P_P = 1847.65 \text{ kg} + 56.35 \text{ kg} + 5.40 \text{ kg} = 1909.40 \text{ kg}$$

Cargas Variables:

Carga variable (P_V)

$$P_V = 1.75 \text{ m}^2 (306 \text{ kg/m}^2) = 535.50 \text{ kg}$$

Se procede a analizar a través de la combinación de carga más desfavorable:

$$P_{\text{última } 2} = 1.4 P_P + 1.6 P_V$$

$$P_{\text{última } 2} = 1.4(1909.40 \text{ kg}) + 1.6(535.50 \text{ kg})$$

$$P_{\text{última } 2} = 3529.96 \text{ kg}$$

Mediante la cual se obtiene el valor del Área gruesa (A_g):

$$A_g = 2.33 \text{ cm}^2$$

Del Anexo 2, se obtiene un perfil tubular cuadrado 50x1.5(mm), cuya sección transversal es igual a 2.85 cm². A partir de aquí se realiza un análisis por esbeltez, del cual se obtiene:

$$F_a = 782.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{real} = 1238.58 \text{ kg/cm}^2$$

Al ser la magnitud del esfuerzo real mayor que el admisible, se procede a encontrar un factor de proporcionalidad (z) para estimar el área necesaria.

$$z = \frac{F_{real}}{F_a} = \frac{1238.58 \text{ kg/cm}^2}{782.52 \text{ kg/cm}^2}$$

$$z = 1.58$$

A través del cual se obtiene la sección transversal del perfil:

$$A = 1.58(2.85 \text{ cm}^2)$$

$$A = 4.51 \text{ cm}^2$$

Del Anexo 2, se toma el tubo cuadrado 50x3(mm) cuya sección transversal es igual a 5.61 cm² y una inercia de 21.20 cm⁴. A partir de aquí se determina su esbeltez.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1.94 \text{ cm}$$

Lo cual implica una esbeltez igual,

$$\lambda = 115.75$$

Y un esfuerzo admisible igual a:

$$F_a = 10.85 \text{ ksi} = 762.83 \text{ kg/cm}^2$$

Seguidamente, se calcula el esfuerzo real que actúa sobre la columna:

$$F_{real} = \frac{3529.96 \text{ kg}}{5.61 \text{ cm}^2} = 629.23 \text{ kg/cm}^2$$

Por ende, el perfil seleccionado cumple la condición de carga y esbeltez:

$$F_{real} < F_a$$

4.6.3 DIMENSIONAMIENTO DE PERNOS DE ANCLAJE Y PLACA BASE

Al igual que en el módulo anterior, se parte por hallar la carga horizontal que actúa en la base de la edificación (Cortante basal), como se muestra a continuación.

4.6.3.1 CORTANTE BASAL

Para el caso particular que se observa en la Figura 50, se utiliza el coeficiente sísmico (C_s) calculado en el módulo uno y se obtiene el valor del cortante.

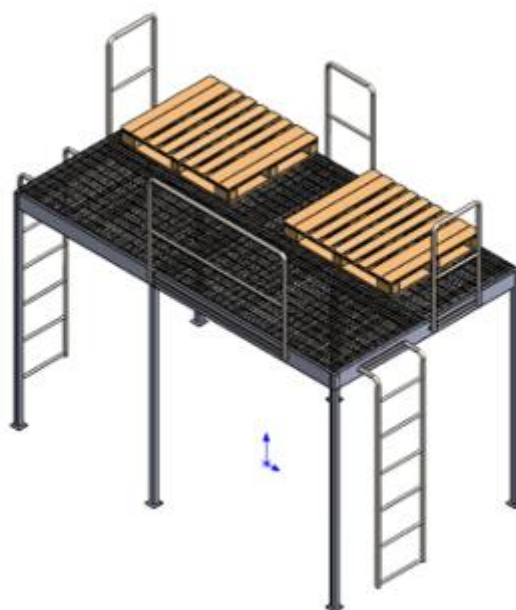


Figura 50. Esquema a detalle de los elementos que componen el módulo 2.

Al igual que en el caso anterior, el peso de la edificación corresponde a la siguiente expresión, para el cual se tienen los valores tabulados en la Tabla 4 y 5.

Tabla 4. Carga Muerta Estructural Módulo 2.

Descripción	Peso [kg]
Correas	64,79
Vigas	37,02
Columnas	60,48
Rejilla	225,40
Pasamanos	55,00
Total	442,69

Tabla 5. Carga de almacenamiento Módulo 2.

Descripción	Peso [kg]
Stock cemento	2000,00
Stock aditivos	500,00
Total	2500,00

$$W = D + 0.25 L_i = 442.69 \text{ kg} + 0.25 (2500.00 \text{ kg})$$

$$W = 1067.69 \text{ kg}$$

Finalmente, se obtiene el valor del cortante de base:

$$V = 0.14(1067.69 \text{ kg})$$

$$V = 149.48 \text{ kg}$$

Se obtiene a su vez, el valor del momento generado por el cortante en la estructura.

$$M_b = \frac{V h_e}{C}$$

$$M_b = \frac{149.48 \text{ kg} (2.25 \text{ cm})}{6}$$

$$M_b = 56.06 \text{ kg.m}$$

4.6.3.2 A CORTANTE

Al igual que en el aparatado anterior, se procede a calcular el diámetro del perno, a través de la siguiente expresión:

$$D = \sqrt{\frac{4(149.48 \text{ kg})}{0.75\pi (3795 \text{ kg/cm}^2)}}$$

$$D = 0.26 \text{ cm} = 2.6 \text{ mm}$$

Se selecciona un perno comercial de un octavo de pulgada (1/8"), cuyo diámetro corresponde a 3.18 milímetros. Los agujeros en la placa, serán realizados con una broca 4 mm, a partir de este se determina el valor de la distancia A .

$$A = 1.5 D_{\text{agujero}}$$

$$A = 6 \text{ mm}$$

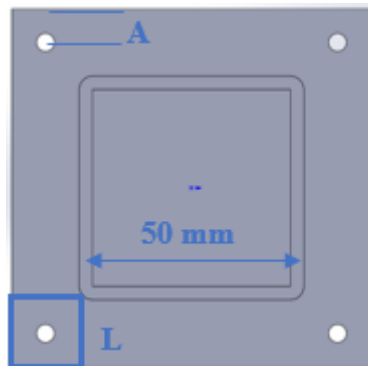


Figura 51. Dimensiones iniciales placa base.

Por tanto, el lado L del cuadrado de la Figura 51 será de 15 milímetros, dándonos unas dimensiones iniciales de la placa base de 80 por 80 milímetros y se procede con la verificación de los pernos seleccionados en base al momento producido en la base de la columna M_b .

4.6.3.3 A MOMENTO

La distancia a la que se aplica la fuerza axial se aprecia en la Figura 52, esto permite la obtención de la carga a través de la cual se dimensionarán los pernos.

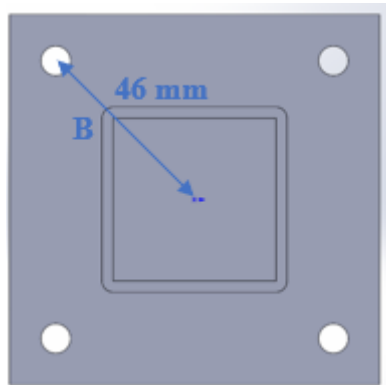


Figura 52. Brazo de palanca.

$$Q_{axial} = \frac{56.06 \text{ kg} \cdot \text{m}}{0.04 \text{ m}} = 1218.70 \text{ kg}$$

A través de la cual se calcula el diámetro del perno,

$$D = \sqrt{\frac{4 (1218.70 \text{ kg})}{0.75(2\pi)(3795 \text{ kg/cm}^2)}}$$

$$D = 0.52 \text{ cm} = 5.22 \text{ mm}$$

Por tanto, se sugiere la utilización de un perno de un cuarto de pulgada (1/4") como medida comercial, cuya equivalencia en milímetros corresponde a 6.35 milímetros.

4.6.3.4 PLACA BASE

Teniéndose en cuenta el diámetro del perno calculado, se procede a la definición geométrica de la placa base, para lo cual se toma en cuenta que las perforaciones en la placa se realizarán con una broca de 8 milímetros.

$$A = 12 \text{ mm}$$

Por tanto, el lado L del cuadrado de la figura anterior será de 25 milímetros, dándonos unas dimensiones iniciales de la placa base de 100 por 100 milímetros, como se observa en la Figura 53, a continuación.

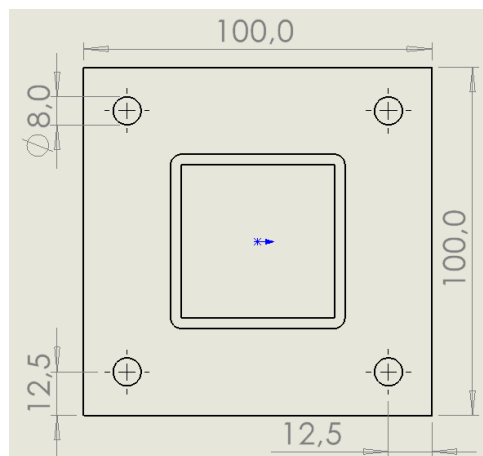


Figura 53. Dimensión final placa base.

A continuación, se procede a calcular el espesor de la plancha utilizada para la placa base a través de la siguiente expresión,

$$t = x \sqrt{\frac{2 P_p}{0.9 F_y L^2}}$$

Donde,

$$P_p = 1909.40 \text{ kg}$$

$$L = 5 \text{ cm}$$

$$x = 2.5 \text{ cm}$$

$$t = (2.5 \text{ cm}) \sqrt{\frac{2 (1909.40 \text{ kg})}{0.9 (2530 \text{ kg/cm}^2)(5 \text{ cm})^2}}$$

$$t = 0.64 \text{ cm} = 6.40 \text{ mm}$$

Por tanto, se selecciona una plancha comercial de tres octavos de pulgada de espesor ($3/8''$), cuya equivalencia en milímetros corresponde a 9.53 milímetros.

4.7 ESTANTERÍA MODULAR PARA EL PROCESO DE CURADO

La estantería modular debe cumplir con las siguientes condiciones ligadas a la producción:

Capacidad de producción diaria: 3000 unidades

Cantidad de bloques por tablero: 6 unidades

Cantidad de tableros al día: 500 unidades

Formato y área de los tableros: 88x50 cm y 0,44 m²

Área necesaria para cuarto de curado: 242 m²

Se plantea la utilización de una estructura multinivel, que optimice el espacio disponible dentro de la nave industrial con la que cuenta la empresa, cuya altura es de 5 metros y se posee un área disponible de 60 m² (4mx15m), por lo cual será necesaria la fabricación de una estructura de 5 niveles, compuesta por módulos como el que se observa en la Figura 54.



Figura 54. Estructura modular de 5 niveles.

Finalmente, se definen las dimensiones del módulo y la geometría del mismo:

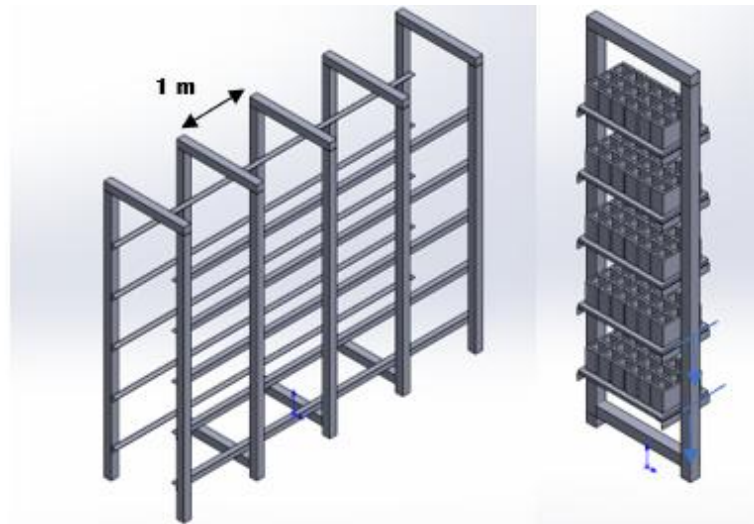


Figura 55. Representación de los estantes modulares.

En la Figura 55 se observa la distribución de los prefabricados al interior de una sección del módulo de curado y las variables que intervienen a continuación.

Peso unitario (bloque) = 8.5 kg

Peso propio tablero = 15 kg

Unidades por tablero = 6

Carga bloques (Q_b) = 115.91 kg/m²

Carga peso tablero (Q_t) = 34.09 kg/m²

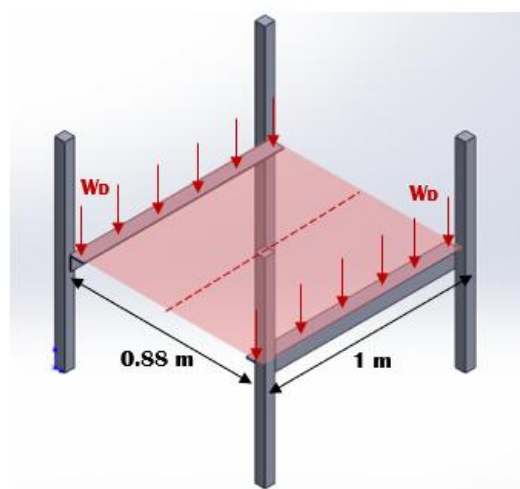


Figura 56. Carga superficial transmitida hacia los soportes laterales.

En la Figura 57, se muestra la carga distribuida que actúa sobre el perfil de soporte W_D , la cual se obtiene a través de:

$$W_D = (115.91 \text{ kg/m}^2 + 34.09 \text{ kg/m}^2)(0.44 \text{ m} \times 1 \text{ m})$$

$$W_D = 66 \text{ kg/m}$$

4.7.1 ÁNGULOS DE APOYO

El perfil angular se lo va a asumir como una viga simplemente apoyada en sus extremos, a través de la cual se obtendrá la sección transversal necesaria para soportar la carga específica.

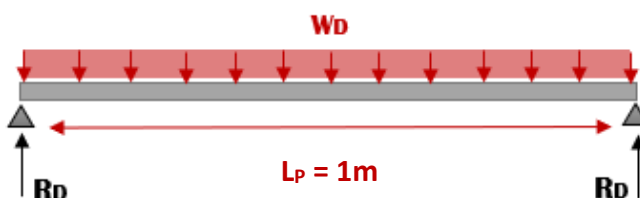


Figura 57. Esquema aplicación de cargas.

A continuación, se obtiene el valor del momento máximo que actúa en la sección, a través de la expresión:

$$M_{máx'} = \frac{W_D \cdot L_P^2}{8}$$

$$M_{máx'} = \frac{66 \frac{\text{kg}}{\text{m}} (1 \text{ m})^2}{8} = 8.25 \text{ kg.m}$$

Se calcula el módulo elástico de la sección:

$$Sx' = \frac{825 \text{ kg.cm}}{0.6 (2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}$$

$$Sx' = 0.54 \text{ cm}^3$$

Se procede a seleccionar un perfil del Anexo 8, que cumpla con el requerimiento de módulo de sección elástico mínimo, para el cual el perfil AL30x3(mm) posee un módulo de 0.67 cm^3 , sin embargo, del análisis por deflexión se obtienen:

$$\Delta = 0.30 \text{ cm}$$

$$[\Delta] = 0.28 \text{ cm}$$

Al superarse el valor de la deflexión admisible, se procede a comprobar el ángulo AL30x4(mm) cuya inercia corresponde a 1.80 cm^4 y su peso propio es de 1.68 kg/m . El módulo de la carga concentrada se observa a continuación:

$$W_T = 67.68 \text{ kg/m}$$

Finalmente, se obtiene el valor de la deflexión:

$$\Delta = \frac{5(0.677 \text{ kg/cm})(100 \text{ cm})^4}{384(2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)(1.80 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta = 0.23 \text{ cm}$$

Con lo que se concluye que el perfil seleccionado cumple con la condición de carga y deflexión, lo que conduce a la obtención de la reacción transmita axialmente sobre las columnas:

$$R_D = \frac{W_T L_P}{2} = \frac{67.68 \text{ kg/m} (1 \text{ m})}{2}$$

$$R_D = 33.84 \text{ kg}$$

Seguidamente se determina el perfil a utilizarse como columnas de los módulos estructurales con el fin de establecer la longitud del lado del perfil cuadrado, de lo cual dependerá la comprobación de flexión del perfil angular, para lo cual la carga a transmitirse axialmente hacia la columna del primer nivel será aproximada a la carga axial multiplicada por el número de niveles, desconsiderando el peso de las columnas de los niveles superiores.

Carga permanente:

$$R_{axial} = 5(R_D)$$

$$R_{axial} = 169.20 \text{ kg} = \mathbf{P_P}$$

Carga variable:

Se requiere que la estructura sirva de soporte como pasarelas de mantenimiento para reubicación de bloques, por tanto, se considera una carga de 203.94 kg/m².

Área tributaria:

$$A_t = \frac{0.88 \text{ m} (1\text{m})}{2} = 0.44 \text{ m}^2$$

Por tanto,

$$P_V = \frac{203.94 \text{ kg/m}^2}{0.44 \text{ m}^2} = 463.50 \text{ kg}$$

Se realiza la combinación de cargas:

$$P_{\acute{u}ltima} = 1.4(169.20 \text{ kg}) + 1.6(463.50 \text{ kg})$$

$$\mathbf{P_{\acute{u}ltima} = 978.48 \text{ kg}}$$

Y finalmente, se obtiene el área gruesa del perfil a través del concepto del ASD.

$$A_g = 0.64 \text{ cm}^2$$

Del Anexo 2, para tubos estructurales se obtiene que el tubo cuadrado 20x1.2(mm) posee un área de 0.90 cm², sin embargo, el análisis por esbeltez, donde se toma la longitud total de la columna como se observa en la Figura 58, nos arroja el siguiente resultado:

$$\lambda = 368$$

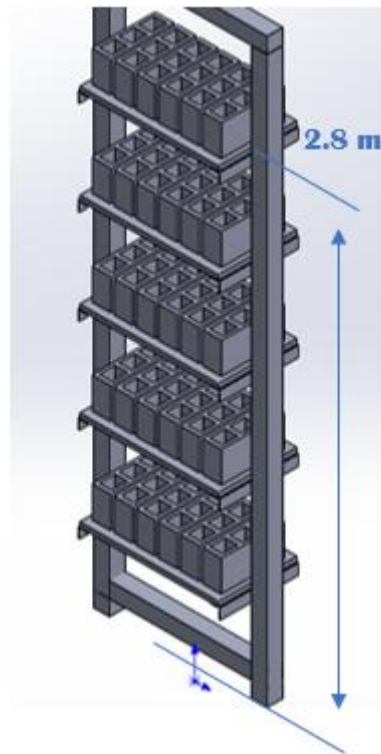


Figura 58. Longitud total de la columna.

El valor obtenido rebasa la condición máxima de esbeltez, por lo cual se procede a hallar un factor de proporcionalidad para redimensionar la sección transversal del perfil a utilizarse a través de la expresión:

$$s = \frac{\lambda}{\lambda_{ad}} = \frac{368}{100}$$

$$s = 3.68$$

Con lo cual se procede a redimensionar la sección del perfil:

$$A_{perfil} = 3.68 (0.64 \text{ cm}^2)$$

$$A_{perfil} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Con lo cual se tiene que el perfil tubular cuadrado 50x1.5(mm) posee una sección transversal de 2.85 cm^2 y una inercia de 11.06 cm^4 , a través de los cuales se obtiene el nuevo valor de la esbeltez para este caso:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 1.97 \text{ cm}$$

Y finalmente,

$$\lambda = 142.13$$

Se procede a buscar el valor del esfuerzo admisible (F_a) de acuerdo al Anexo 3, del cual se obtiene:

$$F_a = 520.97 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente se calcula el esfuerzo real que actúa sobre la columna.

$$F_{real} = \frac{978.48 \text{ kg}}{2.36 \text{ cm}^2}$$

$$F_{real} = 414.61 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto, el perfil seleccionado cumple la condición:

$$F_{real} < F_a$$

$$414.61 \text{ kg/cm}^2 < 520.97 \text{ kg/cm}^2$$

A continuación, se plantea el esquema de la Figura 59, para comprobar la resistencia a la flexión del ala de apoyo del perfil angular.

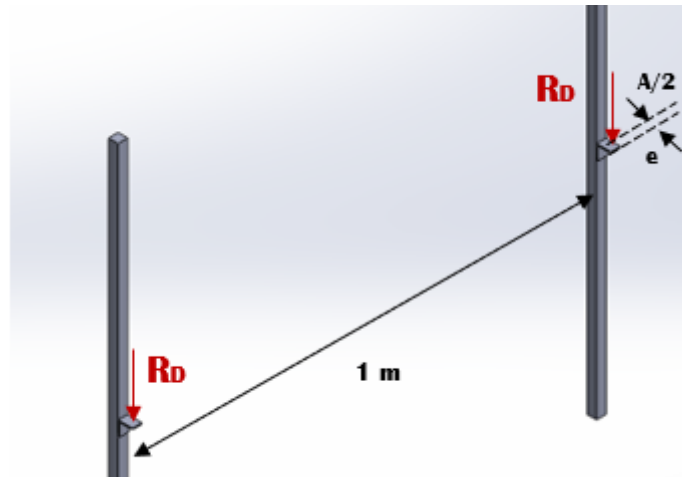


Figura 59. Resistencia a la flexión del ala de apoyo del perfil angular.

Para el perfil AL30x4, $A = 3 \text{ cm}$

$$e = \frac{0.03 \text{ m}}{2} = 0.015 \text{ m}$$

De acuerdo con la fórmula obtenida del manual del AISC, se obtiene el momento máximo para la sección:

$$M_{\text{máx}} = R_D \cdot e$$

$$M_{\text{máx}} = (33.84 \text{ kg}) \cdot 0.015 \text{ m}$$

$$M_{\text{máx}} = 0.51 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Luego F_b , se obtiene mediante la ecuación,

$$F_b = 0.6 (2530 \text{ kg/cm}^2)$$

$$F_b = 1518 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el cálculo del módulo de la sección S_x , es necesario obtener el valor de la inercia y la posición del centroide, para lo cual se emplean la ecuación:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Donde:

b: ancho de la cara de la columna seleccionada (SHS50x1.5).

h: espesor del ángulo (AL30x4).

$$I = \frac{5 \text{ cm} (0.4 \text{ cm})^3}{12}$$

$$I = 0.03 \text{ cm}^4$$

Y,

$$c = \frac{\text{Espesor}}{2} = \frac{0.4 \text{ cm}}{2} = 0.2 \text{ cm}$$

Entonces, el módulo de la sección viene dado por la ecuación,

$$S_x = \frac{I}{c}$$

$$S_x = 0.13 \text{ cm}^3$$

Finalmente,

$$fb = \frac{M_{\text{máx}}}{S_x}$$

$$fb = \frac{51 \text{ kg.cm}}{0.13 \text{ cm}^3}$$

$$fb = 382.5 \text{ kg/cm}^2$$

Como,

$$fb < Fb$$

$$382.5 \text{ kg/cm}^2 < 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, el perfil seleccionado para el apoyo de los tableros cumple con las solicitaciones del diseño por flexión para uno de sus patines, donde se aplica directamente la carga de los tableros y finalmente se analizará la sección como una viga en voladizo como se observa en la Figura 60, para la comprobación por el método de deflexión.

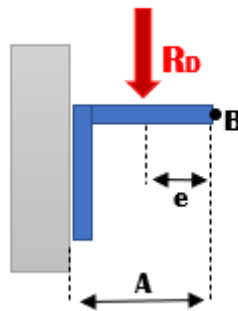


Figura 60. Perfil seleccionado para el apoyo de los tableros.

$$R_D = 33.84 \text{ kg}$$

$$e = 1.5 \text{ cm}$$

$$I = 0.03 \text{ cm}^4$$

$$[\Delta] = A/180$$

$$[\Delta] = \frac{3 \text{ cm}}{180} = 0.017 \text{ cm}$$

Finalmente, se calcula el valor de la deflexión máxima para este caso particular a través de la siguiente expresión:

$$\Delta_B = \frac{R_D e^2}{6 E I} (5e) = \frac{5(1.5 \text{ cm})(33.84 \text{ kg})(1.5 \text{ cm})^2}{6 (2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)(0.03 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta_B = 1.51 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

Por tanto, el perfil seleccionado cumple también con la condición de la verificación por deflexión.

$$\Delta_B < [\Delta]$$

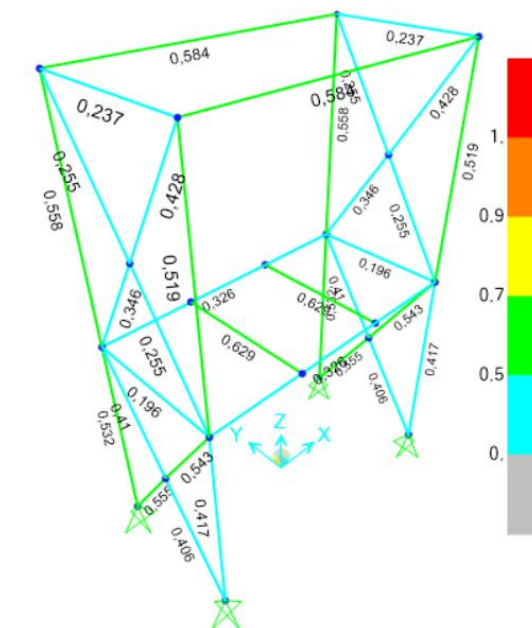


Figura 62. Resultados primera iteración.

Al observarse la escala de colores, se evidencia que los elementos cumplen con los criterios de diseño en acero del AISC, sin embargo, se procede a la verificación de los esfuerzos que experimentan los elementos más críticos, cuyos valores del coeficiente capacidad – demanda, superan el 50%.

Columna del nivel superior:



Figura 63. Columna del nivel superior.

Como se observa en la Figura 63, el esfuerzo que experimenta la columna es de 1400.77 kg/cm², por lo que por integridad estructural se propone la utilización de un perfil de mayor sección, siendo este el tubo cuadrado 100x3(mm).

Viga de carga del nivel superior:



Figura 64. Viga de carga del nivel superior.

De igual manera, en base al esfuerzo que se observa en la Figura 64, se propone la utilización de un perfil abierto IPE120.

Vigas auxiliares del nivel inferior:

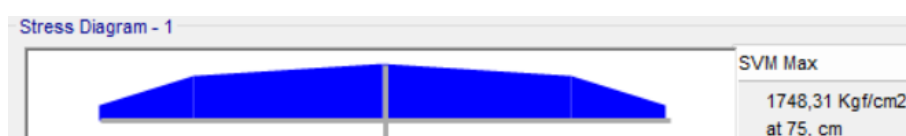


Figura 65. Vigas auxiliares del nivel inferior

Como se observa en la Figura 65, el esfuerzo supera el valor del esfuerzo admisible, por tanto, se planea la utilización de un perfil 150x50x3(mm). En la Figura 66, se observan los valores actualizados de capacidad – demanda, de los elementos seleccionados en una segunda iteración.

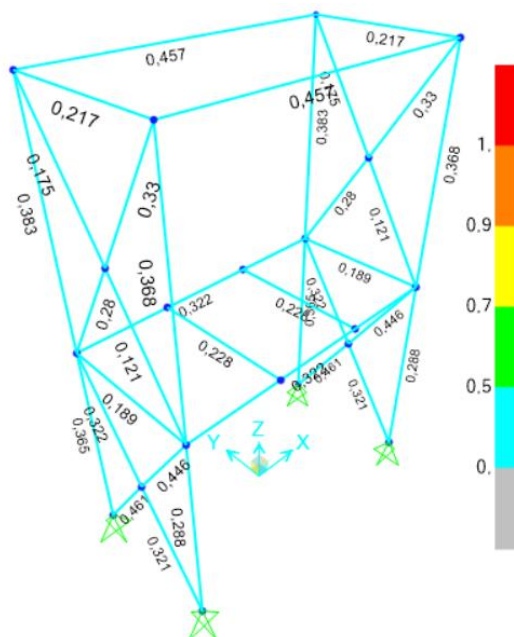


Figura 66. Resultados segunda Iteración.

Como se observa en la anterior, los coeficientes de capacidad – demanda de los perfiles seleccionados, no superan el 50%, por tanto, se procede a validar la optimización de los elementos estructurales y se muestran los resultados gráficos de esfuerzos, deformaciones y reacciones del conjunto.

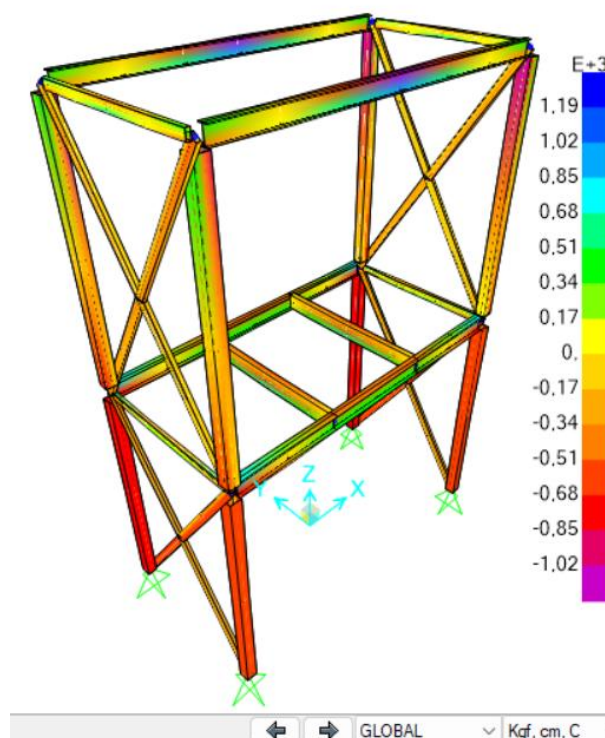


Figura 67. Diagrama escala de esfuerzos.

De la Figura 67, se destaca que el esfuerzo máximo lo experimentan las vigas del nivel superior, sin embargo, se tiene presente que son elementos que utilizados únicamente para tareas de mantenimiento, por tanto, la estructura asegura su correcto desempeño en condiciones normales de funcionamiento.

En la Figura 68, se evidencia que el elemento que presenta la mayor deflexión también son las vigas de izaje del nivel superior, sin embargo, la magnitud de la misma no supera su valor máximo admisible.

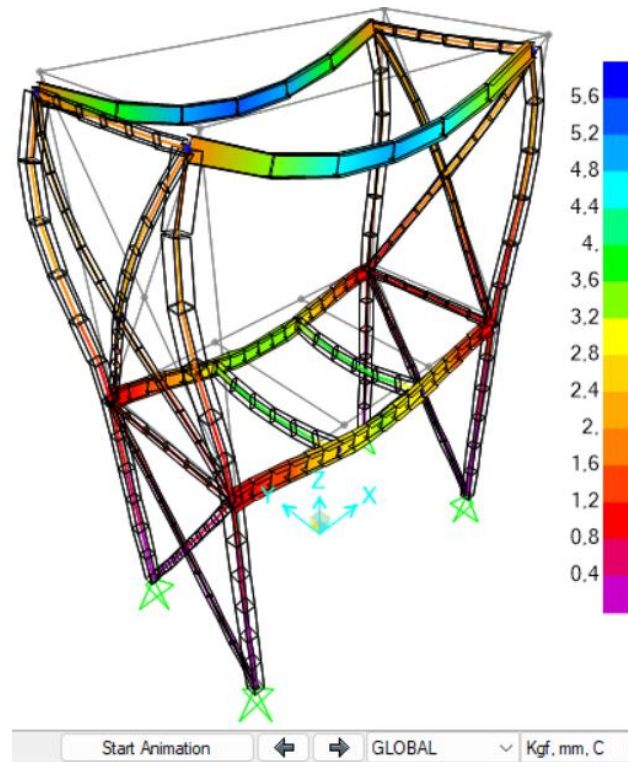


Figura 68. Diagrama escala de deformaciones.

De la Figura 69, se destaca la magnitud de la fuerza horizontal en la base de 1158,50 kg, la cual permitirá la verificación de los pernos de anclaje y la fuerza vertical de 9875,32 kg para la verificación de la placa base, definidos en la etapa previa al análisis computacional.

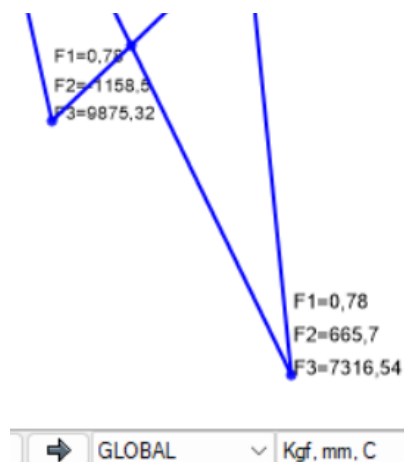


Figura 69. Reacciones en los nodos base.

5.1.1 PROPUESTA FINAL

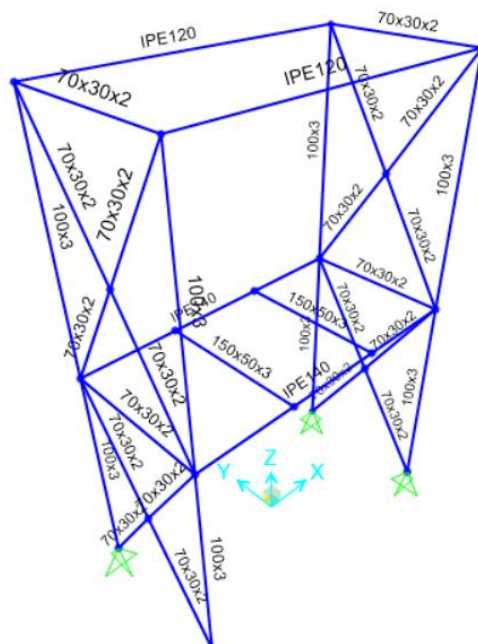


Figura 70. Propuesta estructural final.

En la Figura 70, se muestra la configuración final del módulo estructural de soporte de la tolva de almacenamiento de agregados y la máquina de mezclado, la cual asegura un correcto desempeño cuando la planta se encuentre en funcionamiento y la integridad de cada uno de sus elementos.

5.1.2 VERIFICACIÓN DE LOS PERNOS DE ANCLAJE Y PLACA BASE

Se verifica el diámetro de los pernos de anclaje, en base a las siguientes:

Fuerza cortante de base (V) = 1158,50 kg

Capacidad de cada perno (Q) = V/4 = 289.63 kg

$$D = \sqrt{\frac{(289.63 \text{ kg})}{0.75\pi (3795 \text{ kg/cm}^2)}}$$

$$D = 0.18 \text{ cm} = 18\text{mm}$$

Por ende, se utilizarán pernos de tres cuartos de pulgada equivalente a 19.05 milímetros, y el agujero se realizará con una broca de 22 milímetros, por tanto, se evalúa las dimensiones de la placa base a través de la distancia mínima al borde A.

$$A = 33 \text{ mm}$$

Por tanto, se tienen las dimensiones finales de la placa base de 230x230(mm) para finalmente, obtener el espesor de la placa.

Fuerza axial al apoyo (P_{PT}) = 9875,32 kg

$$t = 6.50 \text{ cm} \sqrt{\frac{2 (9875.32 \text{ kg})}{0.9 (2530 \text{ kg/cm}^2) (10 \text{ cm})^2}}$$

$$t = 1.90 \text{ cm} = 19 \text{ mm}$$

En la Figura 71, se muestra una representación gráfica del modelo en tres dimensiones con las ediciones correspondientes.

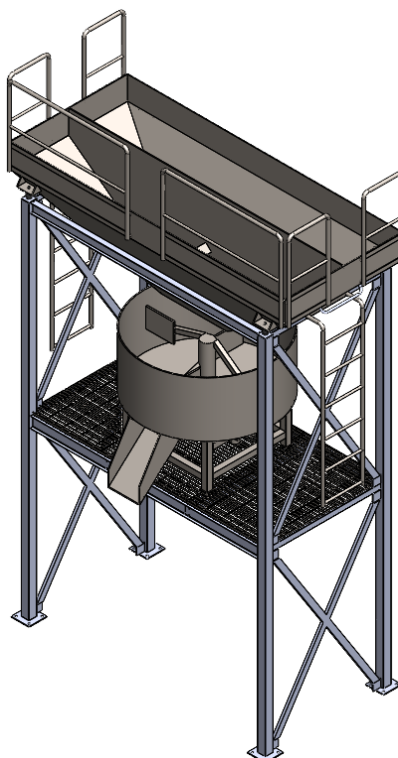


Figura 71. Modelo final tridimensional.

5.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL MÓDULO 2

En la Figura 72, se observa el resultado del análisis a través de la herramienta de diseño en acero disponible en el software SAP2000, destacándose los elementos cuyos coeficientes de capacidad – demanda superan el 50% y son fácilmente identificables a través de la escala de colores en el lado derecho de la figura.

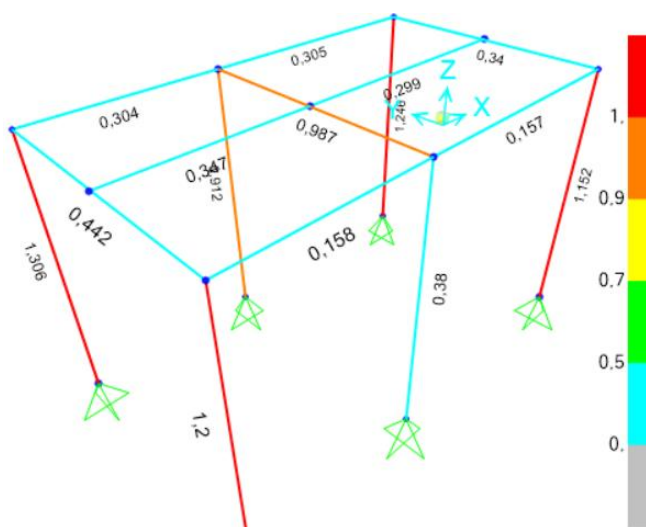


Figura 72. Representación gráfica coeficiente capacidad – demanda.

De la anterior, se evidencia que las columnas y la viga central deben ser, reemplazadas por perfiles de mayores propiedades mecánicas, por ende, se plantea la utilización del perfil tubular cuadrado 75x4 (mm) para utilizarse como columnas y para la viga central se utilizará el perfil abierto IPE140 según las propiedades del Anexo 4 y se repite la simulación como se observa en la Figura 73, de donde se obtiene que todos los elementos trabajan a una capacidad inferior al 50%.

Por tanto, se procede a analizar los esfuerzos que experimentan los elementos más críticos, cuyos coeficientes se aproximan al 0.5.

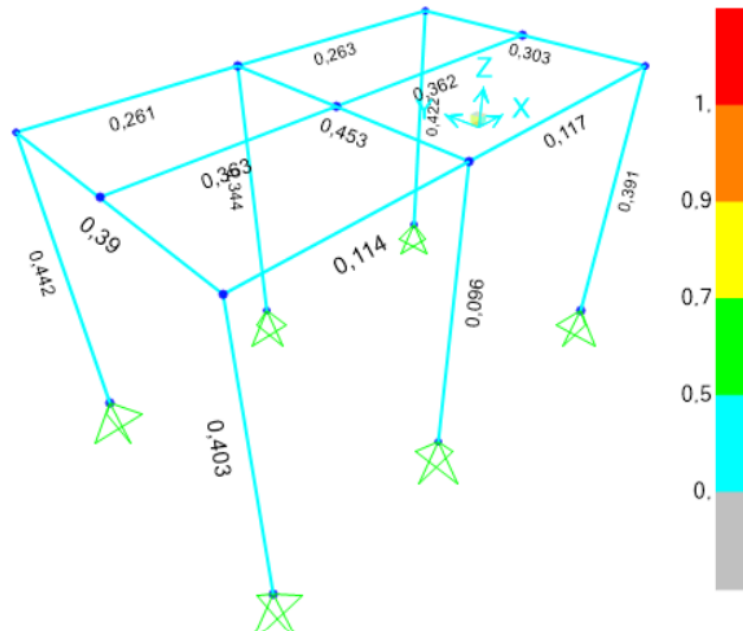


Figura 73. Resultados primera iteración.

Columnas centrales:

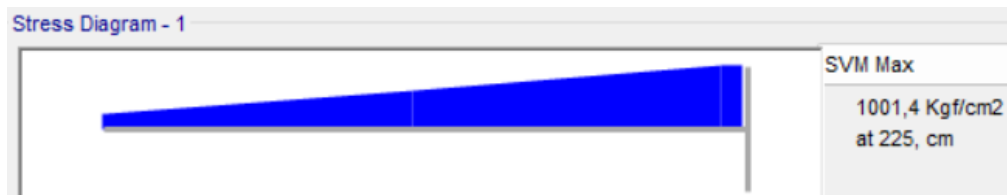


Figura 74. Esfuerzo en las columnas centrales

La magnitud del esfuerzo que experimenta el perfil 75x4(mm), se encuentra en un valor aceptable según lo que se observa en la Figura 74, por tanto, se conserva.

Viga central:



Figura 75. Esfuerzo en la Viga central.

De igual manera, la magnitud del esfuerzo producida en el elemento IPE140, no supera el valor admisible como se observa en la Figura 75, por tanto, se conserva. Sin embargo, se analizarán las deformaciones absolutas en milímetros, producto de la combinación de cargas.

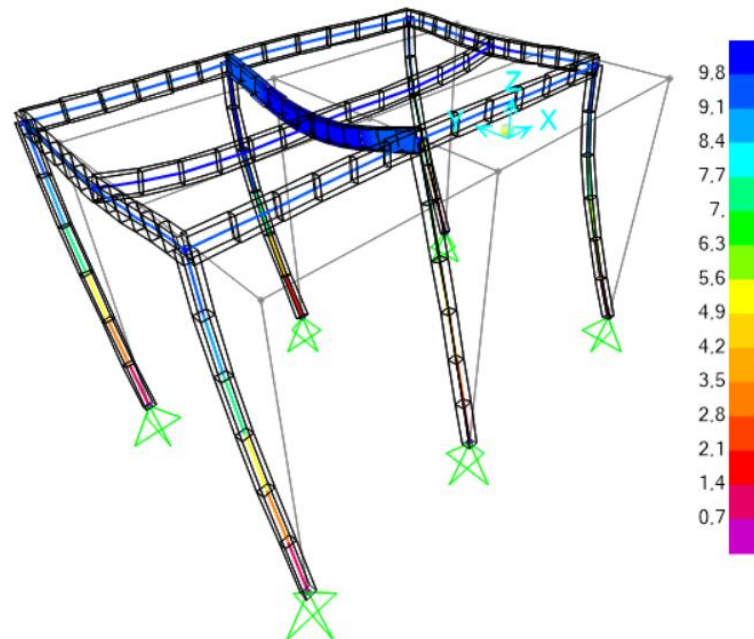


Figura 76. Deformación de la estructura.

Como se observa en la Figura 76, la deformación mayor la experimenta la viga central, pero no supera el valor de la deflexión máxima admisible, entonces, se conserva la selección.

Por otro lado, para evitar el desplazamiento excesivo a lo largo del eje Y, se incorporan riostras simétricas en cada uno de los pórticos, para las cuales se plantea la utilización de los perfiles tubulares 50x3(mm) y se vuelven a analizar las deformaciones experimentadas por la estructura producto de la aplicación de las cargas de servicio.

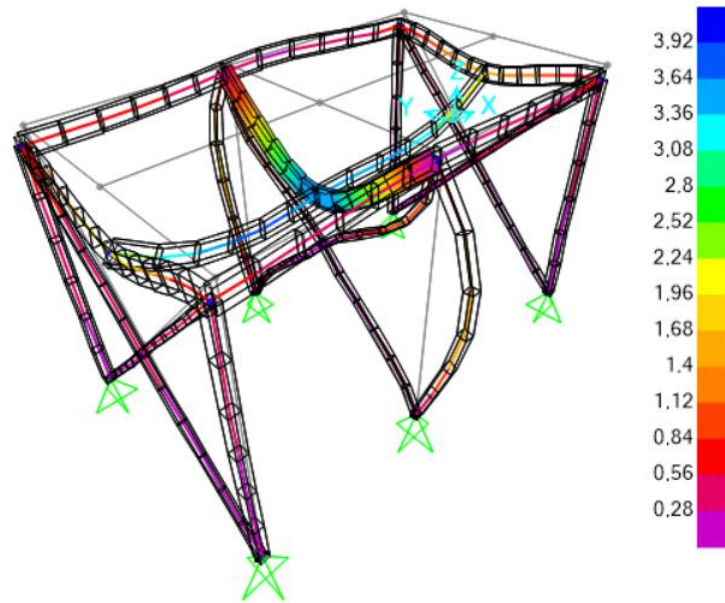


Figura 77. Resultados deformación segunda iteración.

Como se puede observar en la Figura 77 (unidades en milímetros), la deformación se redujo notablemente con la incorporación de riostras a la estructura.

Finalmente se presentan los resultados gráficos de esfuerzos y reacciones base.

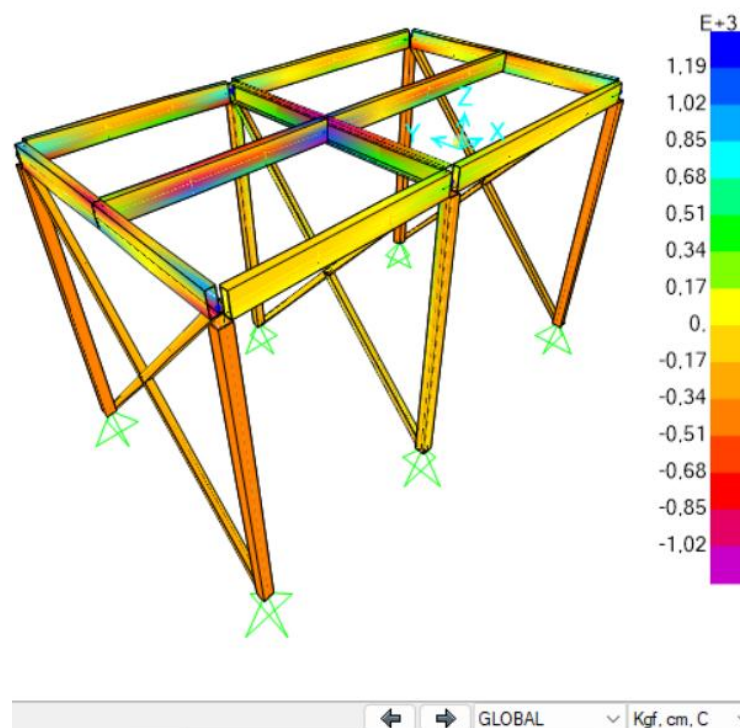


Figura 78. Diagrama escala de esfuerzos.

Como se puede observar en la Figura 78, el esfuerzo máximo que experimenta la estructura se encuentra por debajo del esfuerzo admisible, por tanto, se asegura la integridad estructural de la plataforma de almacenamiento.



Figura 79. Reacciones en la base.

De la Figura 79, se destaca la fuerza horizontal en la base de 949,74 kg, indispensable para contrastar el diseño de los pernos de anclaje, y la fuerza vertical de 6308,72 kg la comprobación de las dimensiones de la placa base del apartado de predimensionamiento estructural.

5.2.1 PROPUESTA FINAL

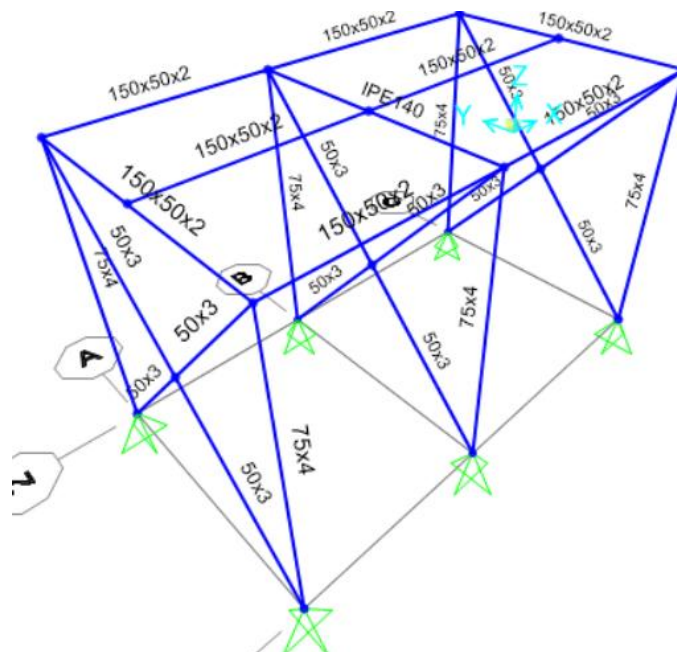


Figura 80. Propuesta estructural final.

En la Figura 80, se observa la configuración final de la estructura y los elementos que aseguran el correcto desempeño de la misma frente a las condiciones de carga.

5.2.2 VERIFICACIÓN DE LOS PERNOS DE ANCLAJE Y PLACA BASE

Se obtiene el diámetro de los pernos de anclaje a partir de los siguientes:

Fuerza cortante de base (V) = 949.74 kg

Capacidad de cada perno (Q) = V/4 = 237.44 kg

$$D = \sqrt{\frac{(237.44 \text{ kg})}{0.75\pi (3795 \text{ kg/cm}^2)}}$$

$$D = 0.16 \text{ cm} = 16 \text{ mm}$$

Por ende, se utilizarán pernos de cinco octavos de pulgada equivalentes a 15.88 milímetros, y el agujero se realizará con una broca de 19 milímetros, por ende, se tiene una distancia mínima al borde A:

$$A = 29 \text{ mm}$$

Por tanto, las dimensiones iniciales de la placa base de 185x185(mm) para finalmente, obtener el espesor de la misma, como se observa a continuación.

Fuerza axial al apoyo (PPT) = 6308,72 kg

$$t = 5.50 \text{ cm} \sqrt{\frac{2 (6308.72 \text{ kg})}{0.9 (2530 \text{ kg/cm}^2) (7.50 \text{ cm})^2}}$$

$$t = 1.7 \text{ cm} = 17 \text{ mm}$$

Finalmente, en la Figura 81, se muestra una representación gráfica del modelo en tres dimensiones con las ediciones correspondientes.

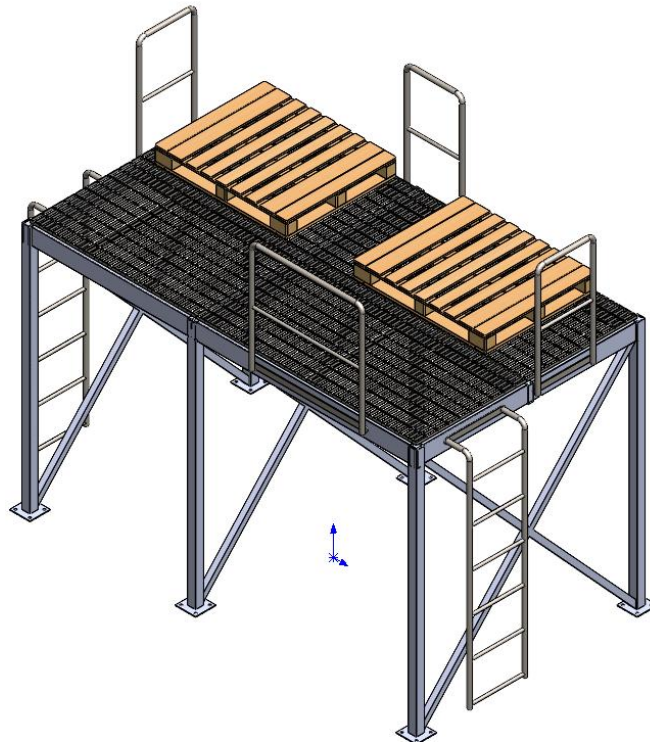


Figura 81. Modelo final tridimensional.

5.3 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD FINANCIERA

En la Figura 83, 84 y 85, se observan las propiedades físicas de los módulos 1, 2, y 3 respectivamente.

Propiedades de masa de Ensamblaje modulo 1
 Configuración: Predeterminado
 Sistema de coordenadas: -- predeterminado --
 Masa = 2018.69 kilogramos

Figura 82. Peso total Módulo 1.

Propiedades de masa de Ensamblaje modulo 2
 Configuración: Predeterminado
 Sistema de coordenadas: -- predeterminado --
 Masa = 881.36 kilogramos

Figura 83. Peso total Módulo 2.

Propiedades de masa de Módulos curado
 Configuración: Predeterminado
 Sistema de coordenadas: -- predeterminado --
 Densidad = 7850.00 kilogramos por metro cúbico
 Masa = 286.41 kilogramos

Figura 84. Peso total Estantería modular.

En la Tabla 6, se estima el precio total por kilogramo de acero, relacionado a la fabricación de los elementos que componen la estructura, asumiendo que los costos relacionados a mano de obra corren por parte del propietario.

Tabla 6. Costo de implementación – propios.

Descripción / Cantidad	Peso total [kg]	Costo [USD/kg]	Mano de obra [USD/kg]	Costo Parcial [USD]
Módulo 1 / 1 Unidad	2018,69	1	0,5	3028,04
Módulo 2 / 2 Unidades	1762,72	0,9	0,45	2379,67
Estantería/ 13 Unidades	3723,33	0,7	0,35	3909,50
Costo Total [USD]				9317,20

Obteniéndose así una razón de 1,24 USD/kg.

En la Tabla 7, se muestra el peso total en kilogramos de las estructuras y los costos asociados a las actividades de fabricación de las mismas. Esta vez, se realizó una cotización formal, con un taller de fabricación y montaje de estructuras metálicas a nivel local, para la obtención de los costos asociados.

Tabla 7. Costos de implementación - terceros.

Descripción / Cantidad	Peso total [kg]	Costo [USD/kg]	Mano de obra [USD/kg]	Costo Parcial [USD]
Módulo 1 / 1 Unidad	2018,69	1,2	0,6	3633,64
Módulo 2 / 2 Unidades	1762,72	1	0,5	2644,08
Estantería/ 13 Unidades	3723,33	1	0,5	5585,00
Costo Total [USD]				11862,72

Obteniendo una razón de 1,58 USD/kg.

Finalmente, la Tabla 8, muestra una comparativa de los costos ligados a la fabricación y costos indirectos asociados al montaje y puesta en marcha de las mejoras en campo.

Tabla 8. Comparativa de costos de implementación.

Ejecutor	Fabricación [USD]	Transporte [USD]	Montaje [USD]
Empresa	9317,20	150,00	400,00
Terceros	11862,72	350,00	850,00
Diferencia [USD]	2545,52	200,00	450,00
	Diferencia Total [USD]		3195,52

De la anterior, se destaca el monto a favor que se lograría adjudicándose la ejecución del proyecto por parte de la empresa, lo que además asegurará el cumplimiento del tiempo y forma de ejecución para la implementación de las mejoras.

6. CONCLUSIONES

A través del diagnóstico integral de la planta, se logró incluir infraestructura de soporte y almacenamiento con un costo aproximado de 10.000 dólares americanos. Demostrando que la estandarización de procesos, automatización de las etapas de medición y una gestión ordenada de los productos finales, se pueden lograr a través de una inversión insignificante frente al costo total de la planta de producción.

Se logró obtener una tolva metálica con capacidad superior a la nominal, sin alterar significativamente el costo de fabricación de la misma, el aplicar las expresiones del cálculo de presiones sobre las paredes de la tolva permitió el diseño de un modelo de 4 m³ de capacidad máxima, acogiendo a los estándares de buenos procesos de manufactura y dentro del costo medio en el mercado nacional.

El diseño estructural en módulos individuales asegura el correcto dimensionamiento de los elementos que los conforman, además de brindar la oportunidad de que el cliente pueda decidir sobre la cantidad que desee incluir dentro del proceso productivo. Debido a la correcta aplicación de la normativa vigente y la utilización del software SAP200, se obtuvo un análisis más cercano a las condiciones reales de servicio, lográndose factores de demanda – capacidad, inferiores al 50% y esfuerzos máximos de 1190 kg/cm² en los elementos más críticos, reduciéndose en un 50% la incertidumbre de comportamiento errático, frente a las combinaciones de carga que puedan generarse durante el proceso productivo.

El análisis técnico–económico demostró que la implementación de los sistemas diseñados supone una inversión modesta frente a los beneficios en gestión de la calidad. Además, reconocer que la fabricación por parte del personal propio de la empresa significaría un ahorro de aproximadamente 3.200 dólares americanos, ligados a las etapas de fabricación, transporte y montaje de la infraestructura.

7. REFERENCIAS

- [1] N. E. NEC-SE-CG, “Cargas (no sísmicas),” *Quito, Ecuador Norma Ecuatoriana la Construcción*, 2015.
- [2] C. S. NEC-SE-DS, “Diseno Sismo Resistente,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, 2015.
- [3] A. American and N. Standard, “Specification for Structural Steel Buildings,” 2016.
- [4] J. F. Sánchez Hurtado, “Paneles prefabricados de hormigón en fachadas,” 2010, *Caminos*.
- [5] C. Escrig Pérez, “Evolución de los sistemas de construcción industrializados a base de elementos prefabricados de hormigón,” 2010.
- [6] I. A. Olmo Valle, “Guías Comparativas para Seleccionar Método de Construcción Tradicional vs. Prefabricado,” *Civ. Eng.*, 2013.
- [7] N. T. E. INEN, “3066, “NTE INEN 3066: Bloques de hormigón, requisitos y métodos de ensayo,” *Serv. Ecuatoriano Norm.*, p. 27, 2016.
- [8] J. H. Chávez-Gómez *et al.*, “Experimental dataset of masonry prisms with hollow concrete blocks,” *Data Br.*, vol. 53, p. 110207, 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.dib.2024.110207>.
- [9] E. Achahuanco Allende, “Diseño de la mezcla del hormigón con piedra canto rodado para mejorar las propiedades del hormigón en la construcción de las viviendas del distrito de Carabayllo, año 2019,” 2019.
- [10] J. C. Calderón Peñafiel, “Tecnologías para la fabricación de bloques de tierra de gran resistencia,” 2013, *Universitat Politècnica de Catalunya*.
- [11] G. Palma and C. Alvarado, “Compactación estática de suelos en laboratorio,” *Rev. Ing. Obras Civiles*, vol. 12, no. 1, pp. 1–7, 2024.
- [12] A. M. Solak, “El fenómeno de la segregación en hormigones ligeros. Análisis mediante procesamiento de imágenes y estudio ultrasónico.”

- [13] L. Garín, A. Santilli, and E. P. Ingold, “Influencia del curado en la resistencia a compresión del hormigón: estudio experimental,” *Mem. Investig. en Ing.*, no. 10, pp. 109–114, 2012.
- [14] E. Córdoba Nieto, “Manufactura y automatización,” *Ing. e Investig.*, vol. 26, no. 3, pp. 120–128, 2006.
- [15] J. V. Cancino, E. M. González, A. D. Concepción, A. E. Gaspar, O. T. Cárdenas, and S. B. Romero, “Implementación del indicador Efectividad Total del Equipamiento a bandas transportadoras en una mina,” *Ing. Mecánica*, vol. 26, no. 2, pp. 63–67, 2023.
- [16] D. Mise, “Diseño y construcción de una máquina semiautomática para la fabricación de bloques,” *Maskana*, vol. 5, pp. 13–24, 2014.
- [17] S. (Servici. N. de Aprendizaje), *Manual para la fabricacion de bloques y adoquines*. SENA (Servicio Nacional de Aprendizaje), 1990.
- [18] V. Badenas, “Equipos y sistemas de paletización: un segmento en alza,” *Manutención y Almac. logística, Distrib. Transp.*, vol. 37, no. 356, pp. 74–82, 2001.

8. ANEXOS

ANEXO 1

DIMENSIONES			PESO Kg/m	AREA		EJES X-X			EJES Y-Y		
A mm	B mm	ESPEJOR mm		AREA cm ²	I cm ⁴	W cm ³	i cm	I cm ⁴	W cm ³	i cm	
20	40	1,2	1,09	1,32	2,61	1,30	1,12	0,88	0,88	0,83	
20	40	1,5	1,35	1,65	3,26	1,63	1,40	1,09	1,09	0,81	
20	40	2,0	1,78	2,14	4,04	2,02	1,37	1,33	1,33	0,79	
25	50	1,5	1,71	2,10	6,39	2,56	1,74	2,19	1,75	1,02	
25	50	2,0	2,25	2,74	8,37	3,35	1,75	2,80	2,24	1,01	
25	50	3,0	3,30	4,14	12,56	5,02	1,74	3,99	3,19	0,99	
30	50	1,5	1,88	2,25	7,27	2,91	1,80	3,32	2,21	1,21	
30	50	2,0	2,41	2,94	9,52	3,81	1,80	4,28	2,85	1,21	
30	50	3,0	3,30	4,21	12,78	5,11	1,74	5,66	3,77	1,16	
30	70	2,0	3,03	3,74	22,20	6,34	2,44	5,85	3,90	1,25	
30	70	3,0	4,48	5,41	30,50	8,71	2,37	7,84	5,23	1,20	
40	60	1,5	2,29	2,91	14,90	4,97	2,26	7,94	3,97	1,65	
40	60	2,0	3,03	3,74	18,08	6,13	2,22	9,81	4,90	1,62	
40	60	3,0	4,48	5,41	25,31	8,44	2,16	13,37	6,69	1,57	
30	70	1,5	2,34	2,91	18,08	5,17	2,49	4,76	3,17	1,28	
30	70	2,0	2,93	3,74	22,20	6,34	2,44	5,85	3,90	1,25	
30	70	3,0	4,25	5,41	30,50	8,71	2,37	7,84	5,23	1,20	
40	80	1,5	2,76	3,74	31,75	7,94	2,91	10,77	5,39	1,70	
40	80	2,0	3,66	4,54	37,32	9,33	2,87	12,70	6,35	1,67	
40	80	3,0	5,42	6,61	52,16	13,04	2,81	17,49	8,75	1,63	
50	100	2,0	4,52	5,74	74,94	14,99	3,61	25,65	10,26	2,11	
50	100	3,0	6,71	8,41	106,34	21,27	3,56	35,97	14,39	2,07	
50	150	2,0	6,17	7,74	207,45	27,66	5,18	37,17	14,87	2,19	
50	150	3,0	9,17	11,41	298,35	39,78	5,11	52,54	21,02	2,15	

ANEXO 2

DIMENSIONES			PESO Kg/m	AREA		EJES X-Xe Y-Y	
A mm	ESPEJOR mm	AREA cm ²		I cm ⁴	W cm ³	i cm	
20	1,2	0,72	0,90	0,53	0,53	0,77	
20	1,5	0,88	1,05	0,58	0,58	0,74	
20	2,0	1,15	1,34	0,69	0,69	0,72	
25	1,2	0,90	1,14	1,08	0,87	0,97	
25	1,5	1,12	1,35	1,21	0,97	0,95	
25	2,0	1,47	1,74	1,48	1,18	0,92	
30	1,2	1,09	1,38	1,91	1,28	1,18	
30	1,5	1,35	1,65	2,19	1,46	1,15	
30	2,0	1,78	2,14	2,71	1,81	1,13	
40	1,2	1,47	1,80	4,38	2,19	1,25	
40	1,5	1,82	2,25	5,48	2,74	1,56	
40	2,0	2,41	2,94	6,93	3,46	1,54	
40	3,0	3,54	4,44	10,20	5,10	1,52	
50	1,5	2,29	2,85	11,06	4,42	1,97	
50	2,0	3,03	3,74	14,13	5,65	1,94	
50	3,0	4,48	5,61	21,20	8,48	1,91	
60	2,0	3,66	3,74	21,26	7,09	2,39	
60	3,0	5,42	6,61	35,06	11,69	2,34	
75	2,0	4,52	5,74	50,47	13,46	2,97	
75	3,0	6,71	8,41	71,54	19,08	2,92	
75	4,0	8,59	10,95	89,98	24,00	2,87	
100	2,0	6,17	7,74	122,99	24,60	3,99	
100	3,0	9,17	11,41	176,95	35,39	3,94	
100	4,0	12,13	14,95	226,09	45,22	3,89	
100	5,0	14,40	18,36	270,57	54,11	3,84	

ANEXO 3

$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)
1	21.56	41	19.11	81	15.24	121	10.14	161	5.76
2	21.52	42	19.03	82	15.13	122	9.99	162	5.69
3	21.48	43	18.95	83	15.02	123	9.85	163	5.62
4	21.44	44	18.86	84	14.90	124	9.70	164	5.55
5	21.39	45	18.78	85	14.79	125	9.55	165	5.49
6	21.35	46	18.70	86	14.67	126	9.41	166	5.42
7	21.30	47	18.61	87	14.56	127	9.26	167	5.35
8	21.25	48	18.53	88	14.44	128	9.11	168	5.29
9	21.21	49	18.44	89	14.32	129	8.97	169	5.23
10	21.16	50	18.35	90	14.20	130	8.84	170	5.17
11	21.10	51	18.26	91	14.09	131	8.70	171	5.11
12	21.05	52	18.17	92	13.97	132	8.57	172	5.05
13	21.00	53	18.08	93	13.84	133	8.44	173	4.99
14	20.95	54	17.99	94	13.72	134	8.32	174	4.93
15	20.89	55	17.90	95	13.60	135	8.19	175	4.88
16	20.83	56	17.81	96	13.48	136	8.07	176	4.82
17	20.78	57	17.71	97	13.35	137	7.96	177	4.77
18	20.72	58	17.62	98	13.23	138	7.84	178	4.71
19	20.66	59	17.53	99	13.10	139	7.73	179	4.66
20	20.60	60	17.43	100	12.98	140	7.62	180	4.61
21	20.54	61	17.33	101	12.85	141	7.51	181	4.56
22	20.48	62	17.24	102	12.72	142	7.41	182	4.51
23	20.41	63	17.14	103	12.59	143	7.30	183	4.46
24	20.35	64	17.04	104	12.47	144	7.20	184	4.41
25	20.28	65	16.94	105	12.33	145	7.10	185	4.36
26	20.22	66	16.84	106	12.20	146	7.01	186	4.32
27	20.15	67	16.74	107	12.07	147	6.91	187	4.27
28	20.08	68	16.64	108	11.94	148	6.82	188	4.23
29	20.01	69	16.53	109	11.81	149	6.73	189	4.18
30	19.94	70	16.43	110	11.67	150	6.64	190	4.14
31	19.87	71	16.33	111	11.54	151	6.55	191	4.09
32	19.80	72	16.22	112	11.40	152	6.46	192	4.05
33	19.73	73	16.12	113	11.26	153	6.38	193	4.01
34	19.65	74	16.01	114	11.13	154	6.30	194	3.97
35	19.58	75	15.90	115	10.99	155	6.22	195	3.93
36	19.50	76	15.79	116	10.85	156	6.14	196	3.89
37	19.42	77	15.69	117	10.71	157	6.06	197	3.85
38	19.35	78	15.58	118	10.57	158	5.98	198	3.81
39	19.27	79	15.47	119	10.43	159	5.91	199	3.77
40	19.19	80	15.36	120	10.28	160	5.83	200	3.73

ANEXO 4

DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION cm ²	PESOS kg/mt	TIPOS			
	h	s	g	t	R			lx	ly	Wx	Wy
	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
IPE 80	80	46	3.80	5.20	5	7.64	6.00	80	8.49	20.00	3.69
IPE 100	100	55	4.10	5.70	5	10.30	8.10	171	15.90	34.20	5.79
IPE 120	120	64	4.40	6.30	5	13.20	10.40	318	27.70	53.00	8.65
IPE 140	140	73	4.70	6.90	7	16.40	12.90	541	44.90	77.30	12.30
IPE 160	160	82	5.00	7.40	7	20.10	15.80	869	68.30	109.00	16.70
IPE 180	180	91	5.30	8.00	7	23.90	18.80	1320	101.00	140.00	22.20
IPE 200	200	100	5.60	8.50	9	28.50	22.40	1940	142.00	194.00	28.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20	9	33.40	26.20	2770	205.00	252.00	37.30
IPE 240	240	120	6.20	9.80	12	39.10	30.70	3890	284.00	324.00	47.30
IPE 270	270	135	6.60	10.20	12	45.90	36.10	5790	420.00	429.00	62.20
IPE 300	300	150	7.10	10.70	15	53.80	42.20	8360	604.00	557.00	80.50
IPE 330	330	160	7.50	11.50	15	62.60	49.10	11770	788.00	713.00	98.50
IPE 360	360	170	8.00	12.70	118	72.70	57.10	16270	1040.00	904.00	123.00
IPE 400	400	180	8.60	13.50	118	84.50	63.30	23130	1320.00	1160.00	146.00
IPE 450	450	190	9.40	14.60	21	98.80	77.70	33740	1680.00	1500.00	176.00
IPE 500	500	200	10.20	16.00	21	116.00	90.70	48200	2140.00	1930.00	214.00
IPE 550	550	210	11.10	17.20	24	134.00	106.00	67120	2670.00	2440.00	254.00

ANEXO 5

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

ANEXO 6

Dónde:	
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_C	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

ANEXO 7

3.2.2. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d ni de F_s , debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección [10.5.4](#).

a. F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la [Tabla 3](#) se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

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

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

b. F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

En la [Tabla 4](#) se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

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

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

ANEXO 8

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

ANEXO 9

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

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

ANEXO 10

DENOMINACION	DIMENSIONES		PESO		AREA
	mm		kg/m	kg/6m	cm2
	a	e			
AL 20X2	20	2	0.60	3.62	0.76
AL 20X3	20	3	0.87	5.27	1.11
AL 25X2	25	2	0.75	4.56	0.96
AL 25X3	25	3	1.11	6.68	1.41
AL 25X4	25	4	1.45	8.75	1.84
AL 30X3	30	3	1.36	8.13	1.71
AL 30X4	30	4	1.77	10.63	2.24
AL 40X3	40	3	1.81	11.00	2.31
AL 40X4	40	4	2.39	14.34	3.04
AL 40X6	40	6	3.49	21.34	4.44
AL 50X3	50	3	2.29	13.85	2.91
AL 50X4	50	4	3.02	18.33	3.84
AL 50X6	50	6	4.43	26.58	5.64
AL 60X6	60	6	5.37	32.54	6.84
AL 60X8	60	8	7.09	42.54	9.03
AL 65X6	65	6	5.84	35.25	7.44
AL 70X6	70	6	6.32	38.28	8.05
AL 75X6	75	6	6.78	40.65	8.64
AL 75X8	75	8	8.92	54.18	11.36
AL 80X8	80	8	9.14	11.60	11.60
AL 100X6	100	6	9.14	56.95	11.64
AL 100X8	100	8	12.06	74.05	15.36
AL 100X10	100	10	15.04	90.21	19.15
AL 100X12	100	12	18.26	109.54	22.56