

Universidad Nacional de Ingeniería

Facultad de Ingeniería Civil



TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

Diseño de estructuras metálicas para un sistema de tratamiento de agua en una unidad minera

Para obtener el título profesional de Ingeniero Civil.

Elaborado por

Jhon Abel Tapia Basilio

 [0009-0005-0823-8544](https://orcid.org/0009-0005-0823-8544)

Asesor

MSc. José Cipriano Masias Guillen

 [0000-0001-9214-4746](https://orcid.org/0000-0001-9214-4746)

LIMA – PERÚ

2025

Citar/How to cite	Tapia Basilio [1]
Referencia/Reference	[1] J. Tapia Basilio, " <i>Diseño de estructuras metálicas para un sistema de tratamiento de agua en una unidad minera</i> " [Trabajo de suficiencia profesional de pregrado]. Lima (Perú): Universidad Nacional de Ingeniería, 2025.
Estilo/Style: IEEE (2020)	

Citar/How to cite	(Tapia, 2025)
Referencia/Reference	Tapia, J. (2025). <i>Diseño de estructuras metálicas para un sistema de tratamiento de agua en una unidad minera</i> . [Trabajo de suficiencia profesional de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio institucional Cybertesis UNI.
Estilo/Style: APA (7ma ed.)	

Resumen

El presente trabajo consiste en el diseño de las estructuras metálicas y cimentaciones del Proyecto “Sistema de Tratamiento de Aguas de la Unidad Minera”, Entre las estructuras diseñadas se encuentra el almacén, planta de lechada de cal, planta de floculante, planta de ácidos y la estructura de soporte del cajón alimentador a filtros.

Para el análisis y diseño de las estructuras metálicas se empleó el software SAP2000, el método empleado fue el de esfuerzos admisibles (ASD), las cargas fueron determinadas en base a lo establecido en los criterios de diseño del proyecto y en concordancia con el Reglamento Nacional de Edificaciones y como referencia el código internacional ASCE-7 (2022), el análisis sísmico fue desarrollado en cumplimiento con los requisitos de la Norma E.030 (2018). Para el diseño y verificación de los perfiles estructurales se empleó lo establecido en el código ANSI/AISC 360 (2016).

Se tomó como base los planos de arreglo mecánicos/tuberías y la información de los proveedores de los equipos para la definición de las dimensiones de las estructuras, así como la magnitud y ubicación de las cargas solicitantes, luego del análisis modal espectral y la verificación de los esfuerzos y deformaciones en las estructuras, se procedió con el diseño de las cimentaciones, se verificó la estabilidad, que las presiones máximas en el terreno de fundación no excedan la capacidad admisible, que los esfuerzos cortantes máximos no excedan la capacidad del concreto y finalmente se asignó el refuerzo por flexión de las cimentaciones.

Palabras clave - análisis y diseño, estructuras metálicas, sísmico, estabilidad.

Abstract

This work consists of the design of the steel structures and foundations for the Project “Sistema de Tratamiento de Aguas de la Unidad Minera”. Among the designed structures are the warehouse, lime slurry plant, flocculant plant, acid plant, and the support structure for the feeder box to the filters.

For the analysis and design of the steel structures, the SAP2000 software was used. The method employed was the allowable stress design (ASD). The loads were determined based on the project’s design criteria and in accordance with the National Building Code, with reference to the international ASCE-7 (2022) code. The seismic analysis was developed in compliance with the requirements of Standard E.030 (2018). For the design and verification of the structural profiles, the ANSI/AISC 360 (2016) code was applied.

The mechanical/piping layout drawings and equipment supplier information were used as the basis to define the dimensions of the structures, as well as the magnitude and location of the applied loads. After performing modal spectral analysis and verifying the stresses and deformations in the structures, the foundation design was carried out. Stability was verified, ensuring that the maximum pressures in the foundation soil did not exceed the allowable capacity, that the maximum shear stresses did not exceed the concrete’s capacity, and finally, the bending reinforcement for the foundations was assigned.

Keywords - analysis and design, steel structures, seismic, stability.

Tabla de Contenido

	Pág.
Resumen	iii
Abstract	iv
Lista de tablas	ix
Lista de figuras	xi
Capítulo I. Introducción	1
1.1 Generalidades	2
1.2 Problemática	3
1.3 Objetivos	3
1.3.1 Objetivo general	3
1.3.2 Objetivos específicos	3
1.4 Descripción del proyecto	4
Capítulo II. Marco teórico y conceptual	7
2.1 Criterios de diseño	7
2.1.1 Perfiles de acero	7
2.1.2 Relación esfuerzo-deformación del acero estructural	7
2.1.3 Características de la soldadura	9
2.1.4 Características de pernos de conexión.....	9
2.1.5 Características del concreto	10
2.2 Diseño estructural	11
2.3 Análisis de cargas	11
2.3.1 Carga muerta (D)	11
2.3.2 Carga viva de techo (Lr)	12
2.3.3 Carga viva de piso y de monorriel (L).....	12
2.3.4 Carga de nieve (S)	12
2.3.5 Carga de viento (W)	12
2.3.6 Carga por variación de temperatura (T).....	13
2.3.7 Carga de sismo (E)	13
2.3.8 Combinaciones de carga.....	14
2.3.9 Desplazamientos máximos permisibles.....	15
2.4 Cálculo de elementos.....	15
2.4.1 Tracción	15
2.4.2 Compresión.....	16
2.4.3 Flexión y corte	16

2.4.4	Torsión	16
2.4.5	Deflexiones	17
2.5	Cálculo de conexiones	17
2.5.1	Conexión a momento	17
2.5.2	Conexión a corte	18
Capítulo III. Análisis y diseño de las principales estructuras metálicas del proyecto.....		19
3.1	Almacén de reactivos	19
3.1.1	Diseño y modelamiento estructural.....	19
3.1.2	Cargas aplicadas.....	21
3.1.2.1	Carga muerta (D).	21
3.1.2.2	Carga viva de techo (Lr).	22
3.1.2.3	Carga de nieve (S).	22
3.1.2.4	Carga de viento (W).	23
3.1.2.5	Carga de sismo (E).	24
3.1.2.6	Carga de temperatura (T).	25
3.1.3	Cálculo de la superestructura	26
3.1.3.1	Verificación del porcentaje de masa participativa.	26
3.1.3.2	Verificación de la fuerza cortante basal.	26
3.1.3.3	Evaluación de estados límites de servicio.	27
3.1.3.4	Verificación de la demanda/capacidad de los elementos.	28
3.1.4	Cálculo de la subestructura	29
3.1.4.1	Cargas aplicadas.....	29
3.1.4.2	Estabilidad y presiones en el terreno.....	30
3.1.4.3	Verificación y diseño por fuerza cortante y momento flector.	30
3.2	Planta de lechada de cal	31
3.2.1	Diseño y modelamiento estructural.....	31
3.2.2	Cargas aplicadas.....	33
3.2.2.1	Carga muerta (D).	33
3.2.2.2	Carga viva de techo (Lr).	34
3.2.2.3	Carga viva de monorriel (L).	34
3.2.2.4	Carga de nieve (S).	35
3.2.2.5	Carga de viento (W).	35
3.2.2.6	Carga de sismo (E).	37
3.2.2.7	Carga de temperatura (T).	38
3.2.3	Cálculo de la superestructura	38

3.2.3.1	Verificación del porcentaje de masa participativa.	38
3.2.3.2	Verificación de la fuerza cortante basal.	39
3.2.3.3	Evaluación de estados límites de servicio.	39
3.2.3.4	Verificación de la demanda/capacidad de los elementos.	41
3.2.4	Cálculo de la subestructura	42
3.2.4.1	Cargas aplicadas.	42
3.2.4.2	Estabilidad y presiones en el terreno.	42
3.2.4.3	Verificación y diseño por fuerza cortante y momento flector.	43
3.3	Planta de floculante.	44
3.3.1	Diseño y modelamiento estructural.	44
3.3.2	Cargas aplicadas.	46
3.3.2.1	Carga muerta (D).	46
3.3.2.2	Carga viva de techo (Lr).	46
3.3.2.3	Carga viva de monorriel (L).	47
3.3.2.4	Carga de nieve (S).	48
3.3.2.5	Carga de viento (W).	48
3.3.2.6	Carga de sismo (E).	50
3.3.2.7	Carga de temperatura (T).	51
3.3.3	Cálculo de la superestructura	51
3.3.3.1	Verificación del porcentaje de masa participativa.	51
3.3.3.2	Verificación de la fuerza cortante basal.	52
3.3.3.3	Evaluación de estados límites de servicio.	52
3.3.3.4	Verificación de la demanda/capacidad de los elementos.	54
3.3.4	Cálculo de la subestructura	55
3.3.4.1	Cargas aplicadas.	55
3.3.4.2	Estabilidad y presiones en el terreno.	55
3.3.4.3	Verificación y diseño por fuerza cortante y momento flector.	56
3.4	Planta de ácidos y sala de compresores	57
3.4.1	Diseño y modelamiento estructural.	57
3.4.2	Cargas aplicadas.	59
3.4.2.1	Carga muerta (D).	59
3.4.2.2	Carga viva de techo (Lr).	60
3.4.2.3	Carga de nieve (S).	60
3.4.2.4	Carga de viento (W).	61
3.4.2.5	Carga de sismo (E).	63
3.4.2.6	Carga de temperatura (T).	64

3.4.3	Cálculo de la superestructura	64
3.4.3.1	Verificación del porcentaje de masa participativa.	64
3.4.3.2	Verificación de la fuerza cortante basal.	65
3.4.3.3	Evaluación de estados límites de servicio.	65
3.4.3.4	Verificación de la demanda/capacidad de los elementos.	67
3.4.4	Cálculo de la subestructura	68
3.4.4.1	Cargas aplicadas.....	68
3.4.4.2	Estabilidad y presiones en el terreno.....	68
3.4.4.3	Verificación y diseño por fuerza cortante y momento flector.	69
3.5	Soporte para cajón de alimentación a filtros de arena	70
3.5.1	Diseño y modelamiento estructural.....	70
3.5.2	Cargas aplicadas.....	72
3.5.2.1	Carga muerta (D).	72
3.5.2.2	Carga viva de piso (L).	73
3.5.2.3	Carga de sismo (E).	74
3.5.2.4	Carga de temperatura (T).	75
3.5.3	Cálculo de la superestructura	75
3.5.3.1	Verificación del porcentaje de masa participativa.	75
3.5.3.2	Verificación de la fuerza cortante basal.	76
3.5.3.3	Evaluación de estados límites de servicio.	76
3.5.3.4	Verificación de la demanda/capacidad de los elementos.	77
3.5.4	Cálculo de la subestructura	78
3.5.4.1	Cargas aplicadas.....	78
3.5.4.2	Estabilidad y presiones en el terreno.....	79
3.5.4.3	Verificación y diseño por fuerza cortante y momento flector.	79
	Conclusiones	81
	Recomendaciones	83
	Referencias bibliográficas.....	84
	Anexos	85

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1: Instalaciones del sistema de tratamiento de agua	5
Tabla 2: Instalaciones del sistema de reducción de ph y filtros de arena	6
Tabla 3: Factores de forma C, N.T.E. E.020	13
Tabla 4: Parámetros de diseño sísmico, N.T.E. E.030	13
Tabla 5: Deflexiones máximas	17
Tabla 6: Almacén de reactivos - Modos de vibración de la estructura	26
Tabla 7: Almacén de reactivos - Cortante basal	26
Tabla 8: Almacén de reactivos - Comprobación de deformaciones	27
Tabla 9: Almacén de reactivos - Desplazamientos sismo en X	27
Tabla 10: Almacén de reactivos - Desplazamientos sismo en Y	28
Tabla 11: Almacén de reactivos - Desplazamientos viento en X	28
Tabla 12: Almacén de reactivos - Desplazamientos viento en Y	28
Tabla 13: Almacén de reactivos – Cargas aplicadas a la cimentación	29
Tabla 14: Almacén de reactivos – Estabilidad al volteo y deslizamiento	30
Tabla 15: Almacén de reactivos – Presiones en el terreno	30
Tabla 16: Almacén de reactivos – Verificación por fuerza cortante	30
Tabla 17: Almacén de reactivos – Refuerzo de cimentación y pedestal	31
Tabla 18: Planta de lechada de cal - Modos de vibración de la estructura	38
Tabla 19: Planta de lechada de cal - Cortante basal	39
Tabla 20: Planta de lechada de cal - Comprobación de deformaciones.	40
Tabla 21: Planta de lechada de cal - Desplazamientos sismo en X	40
Tabla 22: Planta de lechada de cal - Desplazamientos sismo en Y	40
Tabla 23: Planta de lechada de cal - Desplazamientos viento en X	41
Tabla 24: Planta de lechada de cal - Desplazamientos viento en Y	41
Tabla 25: Planta de lechada de cal - Cargas aplicadas a la cimentación	42
Tabla 26: Planta de lechada de cal – Estabilidad al volteo y deslizamiento	43
Tabla 27: Planta de lechada de cal – Presiones en el terreno	43
Tabla 28: Planta de lechada de cal – Verificación por fuerza cortante	43
Tabla 29: Planta de lechada de cal – Refuerzo de cimentación y pedestal.	44
Tabla 30: Planta de floculante – Modos de vibración de la estructura	51
Tabla 31: Planta de floculante – Cortante basal	52
Tabla 32: Planta de floculante – Comprobación de deformaciones	53
Tabla 33: Planta de floculante - Desplazamientos sismo en X	53

Tabla 34: Planta de floculante - Desplazamientos sismo en Y	53
Tabla 35: Planta de floculante - Desplazamientos viento en X	54
Tabla 36: Planta de floculante - Desplazamientos viento en Y	54
Tabla 37: Planta de floculante - Cargas aplicadas a la cimentación	55
Tabla 38: Planta de floculante – Estabilidad al volteo y deslizamiento	56
Tabla 39: Planta de floculante – Presiones en el terreno.....	56
Tabla 40: Planta de floculante – Verificación por fuerza cortante	56
Tabla 41: Planta de floculante – Refuerzo de cimentación y pedestal	57
Tabla 42: Planta de ácido – Modos de vibración de la estructura.....	64
Tabla 43: Planta de ácido – Cortante basal.....	65
Tabla 44: Planta de ácido – Comprobación de deformaciones.....	65
Tabla 45: Planta de ácido – Desplazamientos sismo en X	66
Tabla 46: Planta de ácido – Desplazamientos sismo en Y	66
Tabla 47: Planta de ácido – Desplazamientos viento en X.....	66
Tabla 48: Planta de ácido – Desplazamientos viento en Y	67
Tabla 49: Planta de ácido – Cargas aplicadas a la cimentación.....	68
Tabla 50: Planta de ácido – Estabilidad al volteo y deslizamiento	68
Tabla 51: Planta de ácido – Presiones en el terreno	69
Tabla 52: Planta de ácido – Verificación por fuerza cortante	69
Tabla 53: Planta de ácido – Refuerzo de cimentación y pedestal.....	69
Tabla 54: Cajón de alimentación – Carga muerta aplicada [kN]	73
Tabla 55: Soporte para cajón – Modos de vibración de la estructura	76
Tabla 56: Soporte para cajón – Cortante basal	76
Tabla 57: Soporte para cajón – Comprobación de deformaciones	77
Tabla 58: Soporte para cajón – Desplazamientos sismo en X.....	77
Tabla 59: Soporte para cajón – Desplazamientos sismo en Y.....	77
Tabla 60: Soporte para cajón – Cargas aplicadas a la cimentación	78
Tabla 61: Soporte para cajón – Estabilidad al volteo y deslizamiento.....	79
Tabla 62: Soporte para cajón – Presiones en el terreno.....	79
Tabla 63: Soporte para cajón – Verificación por fuerza cortante.....	79
Tabla 64: Soporte para cajón – Refuerzo de cimentación y pedestal	80

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1: Arreglo general del sistema de tratamiento de agua	6
Figura 2: Arreglo general sistema de reducción de ph y filtros de arena	6
Figura 3: Perfiles laminados de acero	7
Figura 4: Diagrama de esfuerzo-deformación del acero estructural	8
Figura 5: Espectro de diseño de pseudo-aceleraciones.....	14
Figura 6: Tipos de esfuerzos.....	17
Figura 7: Conexión a momento.....	18
Figura 8: Conexión a corte.....	18
Figura 9: Almacén de reactivos – vista 3D.	19
Figura 10: Almacén de reactivos – Modelo estructural Sap2000.....	20
Figura 11: Almacén de reactivos - Distribución de cimentación en planta (mm) .	20
Figura 12: Almacén de reactivos – Cimentación (m)	21
Figura 13: Almacén de reactivos - Carga muerta aplicada [kN/m].....	21
Figura 14: Almacén de reactivos - Carga viva aplicada [kN/m].....	22
Figura 15: Almacén de reactivos - Carga de nieve aplicada [kN/m]	22
Figura 16: Almacén de reactivos - Cálculo de presión de viento en “X” [kN/m] ..	23
Figura 17: Almacén de reactivos - Carga de viento actuante en “X” [kN/m].....	23
Figura 18: Almacén de reactivos - Cálculo de presión de viento en “Y” [kN/m] ..	24
Figura 19: Almacén de reactivos - Carga de viento actuante en “Y” [kN/m].....	24
Figura 20: Almacén de reactivos - Carga de sismo	25
Figura 21: Almacén de reactivos - Cargas de temperatura [°C].....	25
Figura 22: Almacén de reactivos - Ratios demanda/capacidad	29
Figura 23: Planta de lechada de cal – Vista 3D.....	31
Figura 24: Planta de Lechada de Cal – Modelo Estructural Sap2000	32
Figura 25: Planta de lechada de cal - Distribución cimentación en planta (mm).	32
Figura 26: Planta de lechada de cal – Cimentación (m).....	33
Figura 27: Planta de lechada de cal - Carga muerta aplicada [kN/m].....	33
Figura 28: Planta de lechada de cal - Carga viva de techo aplicada [kN/m].....	34
Figura 29: Planta de lechada de cal - Carga viva de monorriel aplicada [kN].....	34
Figura 30: Planta de lechada de cal - Carga de nieve aplicada [kN/m]	35
Figura 31: Planta de lechada de cal - Cálculo presión de viento en “X” [kN/m] ..	35
Figura 32: Planta de lechada de cal - Carga de viento actuante en X [kN/m].....	36
Figura 33: Planta de lechada de cal - Cálculo presión de viento en “Y” [kN/m] ..	36

Figura 34: Planta de lechada de cal - Carga de viento actuante en Y [kN/m]	37
Figura 35: Planta de lechada de cal - Carga de sismo	37
Figura 36: Planta de lechada de cal - Carga de temperatura [°C]	38
Figura 37: Planta de lechada de cal - Ratios demanda/capacidad	42
Figura 38: Planta de floculante – Vista 3D	44
Figura 39: Planta de floculante – Modelo estructural Sap2000	45
Figura 40: Planta de floculante – Distribución de cimentación en planta (mm)...	45
Figura 41: Planta de floculante – Cimentación (m).....	46
Figura 42: Planta de floculante – Carga muerta aplicada [kN/m].....	46
Figura 43: Planta de floculante – Carga viva de techo aplicada [kN/m].....	47
Figura 44: Planta de floculante – Carga viva de monorriel aplicada [kN].....	47
Figura 45: Planta de floculante – Carga de nieve aplicada [kN/m]	48
Figura 46: Planta de floculante – Cálculo de presión de viento en “X” [kN/m]	48
Figura 47: Planta de floculante – Carga de viento actuante en X [kN/m].....	49
Figura 48: Planta de floculante – Cálculo de presión de viento en “Y” [kN/m]	49
Figura 49: Planta de floculante – Carga de viento actuante en Y [kN/m].....	50
Figura 50: Planta de floculante – Carga de sismo.....	50
Figura 51: Planta de floculante – Cargas de temperatura [°C]	51
Figura 52: Planta de floculante – Ratios demanda/capacidad.....	55
Figura 53: Planta de ácidos – Vista 3D	57
Figura 54: Planta de ácido – Modelo estructural Sap2000	58
Figura 55: Planta de ácido - Distribución de cimentación en planta (mm)	58
Figura 56: Planta de ácido - Cimentación (m)	59
Figura 57: Planta de ácido – Carga muerta aplicada [kN/m]	59
Figura 58: Planta de ácido – Carga de bandejas aplicada [kN/m]	60
Figura 59: Planta de ácido – Carga viva de techo aplicada [kN/m]	60
Figura 60: Planta de ácido – Carga de nieve aplicada [kN/m].....	61
Figura 61: Planta de ácido – Cálculo de presión de viento en “X” [kN/m].....	61
Figura 62: Planta de ácido – Carga de viento actuante en X [kN/m]	62
Figura 63: Planta de ácido – Cálculo de presión de viento en “Y” [kN/m].....	62
Figura 64: Planta de ácido – Carga de viento actuante en Y [kN/m]	63
Figura 65: Planta de ácido – Carga de sismo	63
Figura 66: Planta de ácido – Cargas de temperatura [°C]	64
Figura 67: Planta de ácido – Ratios demanda/capacidad	67
Figura 68: Estructura de soporte de cajón – Vista 3D	70

Figura 69: Estructura de soporte de cajón – Modelo estructural Sap2000	71
Figura 70: Estructura de soporte de cajón – Planta de cimentación (mm)	71
Figura 71: Estructura de soporte de cajón – Cimentación (m)	72
Figura 72: Cajón de alimentación – Carga muerta aplicada	72
Figura 73: Estructura de soporte de cajón – Carga muerta aplicada [kN/m]	73
Figura 74: Estructura de soporte de cajón – Carga viva aplicada [kN/m]	74
Figura 75: Estructura de soporte de cajón – Carga de sismo	74
Figura 76: Estructura de soporte de cajón – Cargas de temperatura [°C]	75
Figura 77: Estructura de soporte de cajón – Ratios demanda/capacidad	78

Capítulo I. Introducción

En el capítulo N° I se describe de manera general la problemática del diseño estructural para infraestructuras mineras, buscando que se garantice la continuidad de los procesos frente a cargas previstas y cargas extraordinarias, también se describe el proyecto que tiene como objetivo proveer de un sistema capaz de tratar el agua producto de la operación minera para cumplir con los estándares establecidos por el ente regulador.

En el capítulo N° II se describen las características del acero estructural y el concreto, la obtención de las cargas de diseño y las combinaciones de carga según las solicitaciones de diseño.

En el capítulo N° III se detalla la estructuración de los edificios del proyecto, la asignación de cargas y combinaciones de cargas de acuerdo con lo definido en el capítulo anterior, para el análisis y diseño estructural se empleó el método de elementos finitos con el software SAP2000, se realizó la verificación de las deformaciones y desplazamientos máximos, así como los esfuerzos máximos en los elementos estructurales.

Luego del diseño estructural de los edificios se obtuvieron las solicitaciones para el dimensionamiento de las cimentaciones superficiales, se verificó la estabilidad al deslizamiento y volteo, se verificó por capacidad portante del terreno de fundación, con los resultados obtenidos se procedió a realizar el diseño estructural por corte y flexión para especificar el refuerzo del concreto armado.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones en base al análisis y diseño estructural de las edificaciones.

1.1 Generalidades

El sector minero se viene desarrollando e impulsando continuamente en nuestro país y la ingeniería civil va de la mano, la disciplina civil/estructural en particular se encarga de proveer de edificaciones, instalaciones y soporte en general a los diferentes procesos que se desarrollan en una unidad minera, es por ellos que cobra relevancia para el desarrollo no solo este sector sino de nuestro país.

Las estructuras metálicas están compuestas principalmente de acero, una aleación cuya producción es de bajo impacto ambiental, es reciclable y reutilizable, proporciona rapidez en su montaje, además presenta propiedades optimas de conservación y adaptabilidad a diferentes entornos, es por ellos que se ha convertido en el principal aliado del sector minero y otros sectores como energía, hidrocarburos y construcción.

En el Perú, para el diseño de estructuras industriales metálicas nos basamos principalmente en la norma E.090 Estructuras metálicas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), además de la norma E.020 Cargas y la norma E.030 Diseño Sismorresistente, también existen normas, especificaciones y estándares internacionales a los cuales podemos recurrir como referencias complementarias cuando el alcance de la normativa nacional no es suficiente o cuando los estándares y/o criterios de diseño del proyecto en específico así lo especifiquen.

El presente trabajo de suficiencia profesional tiene como finalidad el diseño de las estructuras metálicas que forman parte del proyecto Sistema de Tratamiento de Agua – San Rafael, elaborado por la empresa WSP Perú para la unidad minera San Rafael – Minsur, esto con la necesidad de darle un adecuado tratamiento de las aguas residuales producto de la operación minera y así cumplir con los LMPs y ECAs, estándares requeridos por el Ministerio de Ambiente.

1.2 Problemática

Las estructuras metálicas son indispensables para el desarrollo de la minería a nivel nacional e internacional, es por ello que requieren de un adecuado diseño de ingeniería para proveer de instalaciones seguras resistentes a las cargas solicitantes que estarán sometidas y además garanticen la continuidad de los procesos ante un evento sísmico principalmente.

El sistema de tratamiento de agua en la operación minera comprende procesos químicos y mecánicos, es por ello la necesidad de plantear estructuras que alberguen y soporten de manera segura los diferentes equipos, insumos, tuberías, etc., frente a las diferentes solicitaciones como sismo, viento y las propias cargas de la operación, entre las estructuras metálicas que se diseñaron para el proyecto se encuentra la nave para el almacén de reactivos de 129 m² y 8m de altura, la planta de lechada de cal de 130 m² y 10m de altura, la planta de cloruro férrico 122 m² y 8m de altura y la planta de ácidos de 130 m² y 6m de altura, también se encuentra la estructura que soporta el cajón de alimentación de 17m³ de capacidad de agua de proceso, que alimenta a los filtros de arena, por la necesidad del proceso requieren estar elevado a 4.7m del nivel de piso, en la descarga se encuentra un soporte para tuberías.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

- Presentar el diseño de las estructuras metálicas del proyecto y sus correspondientes cimentaciones de tal manera de mostrar el cumplimiento con los requerimientos por resistencia y deformaciones de acuerdo con la normativa internacional y nacional vigente.

1.3.2 Objetivos específicos

- Mostrar las propiedades físicas y tipos de perfiles de los elementos estructurales, columnas, vigas y arriostres.
- Detallar las cargas solicitantes para cada tipo de estructura de acuerdo con los criterios de diseño del proyecto y la normatividad vigente, los análisis estructurales pertinentes, control de deformaciones y el diseño en base a las combinaciones de cargas de tal manera que cumplan con los criterios de diseño del proyecto, los requisitos mínimos según la normativa nacional

e internacional para este tipo de estructuras y los objetivos de operación dentro de la planta.

- Presentar el diseño de las cimentaciones de concreto armado.

1.4 Descripción del proyecto

La U.M. San Rafael, se encuentra ubicada en el Sureste de Perú, en el departamento de Puno, aproximadamente a 180 km Noreste de la ciudad de Juliaca. La operación está ubicada a una elevación de 4 600 m.s.n.m. y tiene una planta concentradora de estaño que procesa aproximadamente 3 200 tpd de mineral (Planta San Rafael), en primer lugar, por concentración gravimétrica y posteriormente por flotación para producir concentrados de estaño.

El sistema de tratamiento de agua tiene como principal objetivo la remoción de manganeso. El proceso consiste en la neutralización y precipitación de la carga metálica contenida en las aguas de contacto gracias a la adición de lechada de cal y floculante. El tratamiento para las aguas de contacto de la U.M. San Rafael permite obtener un efluente que cumpla con los LMP y ECA Categoría 3, para Bebida de Animales.

El sistema de tratamiento de agua (STA) inicia en el cajón de homogenización al que llegan todas las aguas coleccionadas por el sistema de captación. Estas aguas de procesos en el cajón de homogenización contarán con un transmisor de nivel para conocer el nivel de agua con respecto del cajón, sensores de pH el cual estará en un rango de (5-8 pH) y un analizador de turbidez en un rango de (20 - 60 NTU), si el agua de proceso no se encuentra dentro de los valores de pH y turbidez, las válvulas mariposa se cerrarán, y las aguas que desbordan de este cajón irán al depósito de relaves; si cumple lo establecido estas aguas ingresan a un proceso de acondicionamiento con lechada de cal y cloruro férrico (como contingencia), estos sirven para ajustar el pH en los tanques reactores. Una vez acondicionada el agua y producida dentro de los parámetros establecidos de pH (6-10.5 ph), la reacción llegará hasta el mezclador estático con una dosis de floculante, esto con el fin de obtener agua clarificada (sobrenadante del Pond), y lodos al 9% de sólidos (depositados en el Pond), que ingresará al depósito de relaves.

Posterior a la sedimentación en el Pond B3, el efluente tratado será bombeado hasta el Cajón de alimentación a los filtros de arena para su posterior

descarga en los filtros de arena, donde se espera remover los sólidos suspendidos que no sedimentaron en el Pond B3,

El agua clarificada de los filtros de arena ingresará a un tanque de reducción de pH, y los sólidos removidos por los filtros serán enviados al Pond B3.

Al tanque de reducción de pH se le agregará ácido sulfúrico desde la planta de reactivos, para obtener un pH dentro del rango los ECA Categoría 3, para Bebida de Animales (6.5-8.5 pH). Una vez el agua clarificada este dentro de los rangos establecidos, estos alimentaran a 4 bombas que transportaran el agua tratada hacia el tanque de agua, el cual se utilizará para el sistema contra incendios, sistemas de preparación y de dosificación (floculantes y lechada de cal) asimismo para las duchas lavaojos localizadas al pie de cada sistema de dosificación a excepción del sistema de dosificación de ácido sulfúrico.

El efluente de este proceso será conducido por gravedad hasta el punto de descarga P4 para su descarga en el cuerpo receptor.

En el caso de detectarse en la descarga de este tanque un pH o turbidez que supera los ECA Categoría 3, para Bebida de Animales, se cierran las válvulas que permiten la descarga hacia el P4 y se abre la válvula que desvía estas aguas al depósito de relaves, hasta normalizar el proceso, quedando bloqueada la descarga al P4.

Las instalaciones del presente proyecto deberán atender los requerimientos de recepción, almacenamiento y operación del sistema, las cuales se muestran en las siguientes tablas y figuras.

Tabla 1

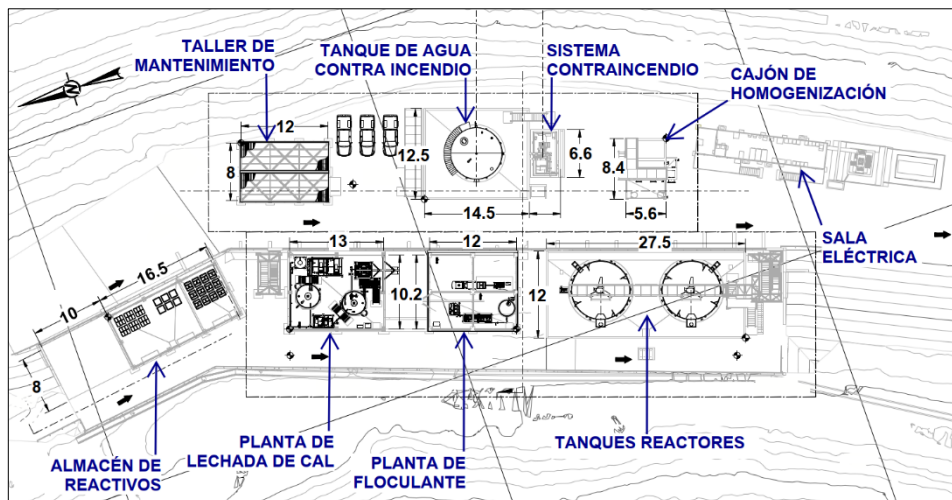
Instalaciones del sistema de tratamiento de agua

Ítem	Instalaciones del proceso	Área (m ²)
1.1	Taller de mantenimiento	96.0
1.2	Laboratorio	28.8
1.3	Sistema contra incendios	199.4
1.4	Subestación eléctrica	198.6
1.5	Almacén de Reactivos	128.7
1.6	Planta de lechada de cal	130.0
1.7	Planta de floculante	122.4
1.8	Sistema de reactores	320.7

Nota: Elaboración propia.

Figura 1

Arreglo general del sistema de tratamiento de agua



Nota: Elaboración propia.

Tabla 2

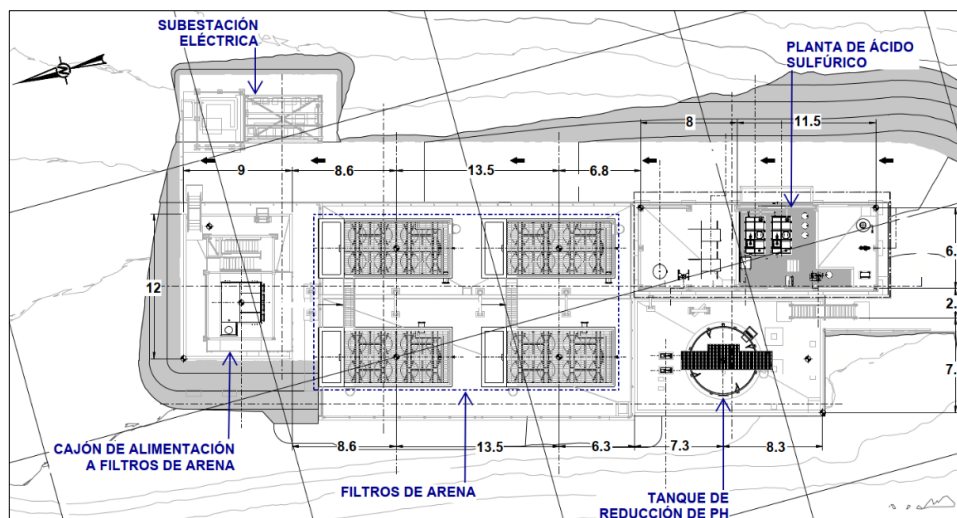
Instalaciones del sistema de reducción de ph y filtros de arena

Ítem	Instalaciones del proceso	Área (m2)
1.1	Subestación eléctrica	41.3
1.2	Cajón de alimentación a filtros de arena	102.9
1.3	Filtros de arena	458.0
1.4	Planta de ácido sulfúrico	130.7
1.5	Sistema de reducción de PH	141.1

Nota: Elaboración propia.

Figura 2

Arreglo general sistema de reducción de ph y filtros de arena



Nota: Elaboración propia.

Capítulo II. Marco teórico y conceptual

2.1 Criterios de diseño

2.1.1 Perfiles de acero

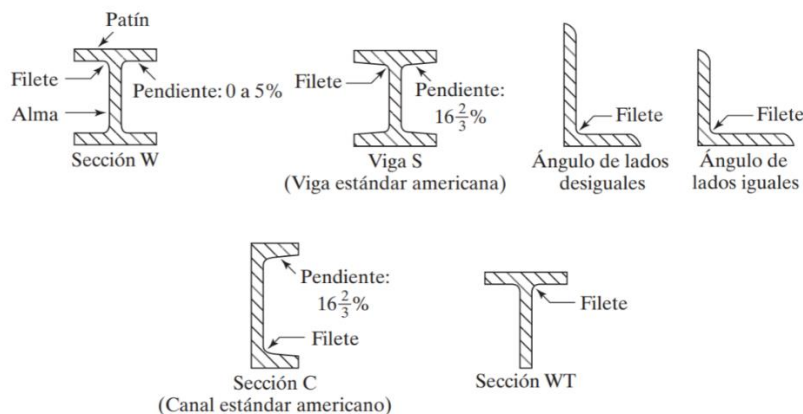
El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, T, y C, que son de uso tan común, se sitúan en esta clase.

Por lo general los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales. Por ejemplo, se tienen perfiles en ángulo, tes, zetas y placas.

El ANSI/AISC 360-16 proporciona información detallada sobre los perfiles estructurales de acero

Figura 3

Perfiles laminados de acero



Nota: Elaboración propia.

2.1.2 Relación esfuerzo-deformación del acero estructural

Para desarrollar un adecuado diseño es importante que se disponga de información completa relativa a las relaciones esfuerzo-deformación del material.

Si una pieza de acero estructural dúctil se somete a una fuerza de tensión, ésta comenzará a alargarse. Si se incrementa la fuerza de tensión a razón constante, la magnitud del alargamiento aumentará en forma lineal dentro de ciertos límites. Cuando el esfuerzo de tensión alcance un valor aproximadamente

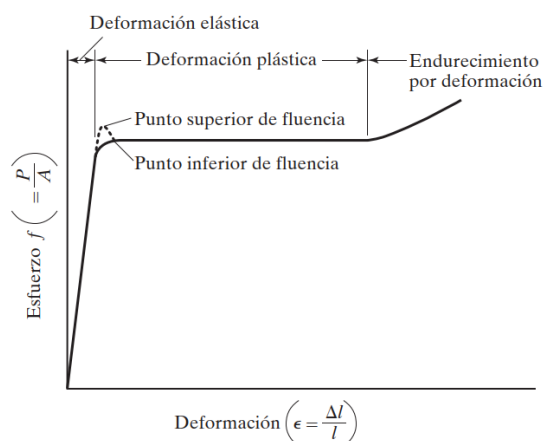
igual a tres cuartos de la resistencia última del acero, el alargamiento comenzará a aumentar más y más rápidamente sin un incremento correspondiente del esfuerzo. El esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin un incremento en el esfuerzo, se denomina esfuerzo de fluencia. La deformación que se presenta antes del esfuerzo de fluencia se denomina deformación elástica; la deformación que ocurre después del esfuerzo de fluencia, sin incremento de esfuerzo, se denomina deformación plástica. Esta última deformación es generalmente igual en magnitud a 10 o 15 veces la deformación elástica. Después de la deformación plástica, existe un rango en el cual es necesario un esfuerzo adicional para producir deformación adicional, a esto se le denomina endurecimiento por deformación.

La fluencia del acero sin esfuerzo puede parecer una seria desventaja, pero en realidad es una característica muy útil, puede decirse que una estructura de acero tiene una reserva de deformación plástica que le permite resistir sobrecargas e impactos repentinos. Si no tuviera esta capacidad, se podría fracturar repentinamente como el vidrio u otros materiales análogos.

La curva esfuerzo-deformación que se muestra en la siguiente figura es típica de los aceros estructurales dúctiles y se supone que es la misma para miembros a tensión o a compresión. (Los miembros estructurales a compresión deben ser robustos, ya que los miembros a compresión esbeltos sujetos a cargas de compresión tienden a pandearse lateralmente y sus propiedades se ven muy afectadas por los momentos que se generan.

Figura 4

Diagrama de esfuerzo-deformación del acero estructural



Nota: Elaboración propia.

2.1.3 Características de la soldadura

El soldeo es un procedimiento por el cual se realiza la unión de materiales metálicos (y en algunos casos no metálicos), mediante la aplicación de calor, presión o ambos, generando una continuidad estructural en la zona de unión.

Una soldadura puede ser homogénea o heterogénea; la soldadura homogénea se puede obtener al realizar el soldeo de dos piezas de acero de composición similar sin utilizar metal de aporte, o utilizando un metal de aporte de la misma naturaleza que la de las piezas a unir. En cambio, la soldadura heterogénea, se puede obtener al realizar el soldeo entre dos piezas de distinto material utilizando como aporte otro material diferente.

La unión por soldeo es la única que permite conseguir la continuidad en un mismo plano, facilitando la transmisión de tensiones entre las piezas unidas. Como ventaja, la unión soldada es más rígida que la atornillada y que la remachada.

Las soldaduras más utilizadas en estructuras como edificios, puentes o naves industriales son:

- SMAW (electrodo revestido): por su facilidad de uso en campo.
- FCAW: para fabricación en taller.
- GMAW (MIG/MAG): para producción rápida y limpia.
- TIG: en uniones delicadas o materiales especiales.

La E.090 (RNE) está relacionada con la soldadura de estructuras metálicas a nivel nacional, mientras que a nivel internacional se cuenta con la AWS D1.1, AISC 360 y ISO 3834, estas normas establecen los criterios de diseño, ejecución, control de calidad y seguridad en procesos de soldeo estructural.

2.1.4 Características de pernos de conexión

El montaje de estructuras de acero por medio de pernos es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o soldadura.

En comparación con los remaches, se requiere menor número de pernos para proporcionar la misma resistencia.

Unas buenas juntas empernadas pueden realizarlas personal con mucho menor entrenamiento y experiencia que lo necesario para producir conexiones soldadas de calidad semejante. La instalación apropiada de pernos de alta resistencia puede aprenderse mucho más rápido que otros tipos de instalaciones.

En caso de que las estructuras se modifiquen o se desarmen posteriormente, los cambios en las conexiones son muy sencillos por la facilidad para quitar los pernos.

En la mayoría de las conexiones, los pernos se aprietan solamente hasta lo que se llama la condición de apretado sin holgura. Esto se logra cuando todos los paños de una conexión están en contacto firme entre sí. Generalmente se obtiene con el esfuerzo total realizado por un operario con una llave de cola, o el apretado que se efectúa después de unos cuantos impactos de una llave neumática. Obviamente hay algunas diferencias en los grados de apretado en estas condiciones. Los pernos apretados sin holgura deben identificarse claramente tanto en los planos de diseño como en los de montaje.

La E.090 (RNE) en concordancia con la AISC 360 reconoce dos categorías de principales, pernos comunes A307 para conexiones simples y de menor capacidad y A325 para pernos de alta resistencia de uso estructural en acero, también se cuenta con pernos estructurales A490 que son pernos más resistentes que los anteriores, la norma reciente ASTM F3125 agrupa las anteriores (A325 y A490) bajo un solo estándar.

2.1.5 Características del concreto

El concreto es un material de construcción compuesto por cemento portland, agua, agregados y aditivos de ser necesario, endurece y desarrolla su resistencia con el tiempo por hidratación del cemento, formando una masa resistente y duradera, ideal para estructuras sometidas a cargas de compresión, mas no de tracción, es por ello que se le provee como refuerzo acero al carbono ASTM A615.

Entre las características del concreto tenemos la resistencia a la compresión, la trabajabilidad para la mezcla, transporte, colocación y compactación sin segregar ni perder homogeneidad, la durabilidad frente a ambientes agresivos de salinidad, sulfatos, ciclos de congelación/descongelación y que al ser provisto de un aditivo adecuado puede mejorar su desempeño.

2.2 Diseño estructural

Previo al análisis y cálculo estructural, las estructuras fueron concebidas y diseñadas para garantizar la operación y funcionalidad, donde se definieron ubicaciones, dimensiones y accesos. Los principales involucrados para el diseño estructural, además del ingeniero estructural y su equipo fueron, el cliente, el ingeniero mecánico/electricista y el ingeniero geotécnico.

Con el cliente se definió el alcance del proyecto, en cuanto a ubicación, entregables, cronogramas y presupuesto, la participación de la disciplina de geotecnia fue fundamental para determinar los parámetros geotécnicos requeridos para asegurar la estabilidad de las estructuras proyectadas, esta información fue plasmada en un informe geotécnico, finalmente con la disciplina mecánica/eléctrica se evaluaron espacios y dimensiones requeridas para garantizar la operación del sistema de tratamiento de agua, esta información se encuentra en los planos de arreglos mecánicos, tuberías y eléctricos.

Durante la etapa de diseño se coordinó constantemente con las demás disciplinas para definir la estructuración y proceder con el análisis y diseño estructural.

2.3 Análisis de cargas

2.3.1 Carga muerta (D)

La carga muerta hace referencia al peso de los materiales, tanto de la propia estructura como de los elementos que soportará, son cargas fijas que permanecen en un mismo lugar.

Para el proyecto se ha considerado como carga muerta al peso propio de la estructura, coberturas, cerramientos, correas, cielo raso, luminarias, barandas, grating de plataformas, bandejas eléctricas, cajón metálico y contenido, tuberías y accesorios.

- Densidad del acero	78.50 kN/m ³
- Cobertura	0.10 kPa
- Correas	0.10 kPa
- Cielo raso y luminarias (techo)	0.10 kPa
- Bandejas eléctricas	0.25 kPa
- Grating de piso	0.50 kPa

- Barandas	0.30 kPa
- Tubería Ø24" (incluye contenido)	4.60 kN/m
- Tubería Ø16" (incluye contenido)	2.46 kN/m
- Válvula para tubería Ø16"	4.90 kN
- Cajón de alimentación	334.3 kN

2.3.2 Carga viva de techo (Lr)

Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, como en el caso del presente proyecto, cualquiera sea su pendiente, se considera 0.30 kPa (30 kg/m²), N.T.P. E.020, Artículo 7.1-d).

2.3.3 Carga viva de piso y de monorriel (L)

De acuerdo con los Criterios de Diseño del proyecto para la carga viva de piso se considera 5.50 kPa.

Debido a las necesidades operativas del proyecto, la planta de lechada de cal y la planta de floculante requieren la operación de un polipasto de 2 toneladas de capacidad, se considera una carga viva móvil debido a la operación de la viga monorriel (capacidad de 20 kN), se incluye la carga de impacto 25% (dirección vertical) y 10% (dirección longitudinal).

2.3.4 Carga de nieve (S)

Carga en la cobertura de techo debido a la acumulación de nieve, según los Criterios de Diseño y la E.020, Artículo 11.2 se considera 0.40 kPa (40 kg/m²), la cual se aplica sobre una proyección horizontal y uniforme ya que las pendientes de las coberturas de techo del presente proyecto no exceden los 15°.

2.3.5 Carga de viento (W)

Las estructuras que cuenten con coberturas o cerramientos estarán sometidas a presiones y succiones del viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones perpendiculares entre sí, definida de acuerdo con el artículo 12 de la N.T.E. E.020.

Tomando en consideración los valores de velocidad máxima de viento según los criterios de diseño se determina una velocidad de diseño de 75 km/h. Se aplicarán las cargas de viento según las consideraciones que están en la norma N.T.E. E-020; por lo tanto, se debe cumplir con la siguiente relación.

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

Donde:

Ph: Presión o succión del viento a una altura h en kg/m².

C: Factor de forma adimensional.

Vh: Velocidad de diseño a la altura h, el Km/h.

Se considera los siguientes factores de forma:

Tabla 3

Factores de forma C, N.T.E. E.020

Construcción	Barlovento	Sotavento
- Superficies verticales	+0.8 y +0.3	-0.6 y -0.3
- Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 / -0.7 y +0.3 / -0.3	-0.6 y -0.3
- Superficies verticales o inclinadas paralelas a la dirección del viento	-0.7 y -0.3	-0.7 y -0.3

Nota: E.020 (2006).

2.3.6 Carga por variación de temperatura (T)

Debido a las condiciones ambientales las estructuras estarán sometidas a las variaciones de temperatura, generando así fuerzas internas en los perfiles.

Se considerará un gradiente de temperatura de 30°C según las consideraciones de la norma E.020-Cargas.

2.3.7 Carga de sismo (E)

La carga de sismo se calcula en concordancia con la N.T.E. E.030, se definen los parámetros de diseño sísmico para el proyecto, tal como se muestra a continuación:

Tabla 4

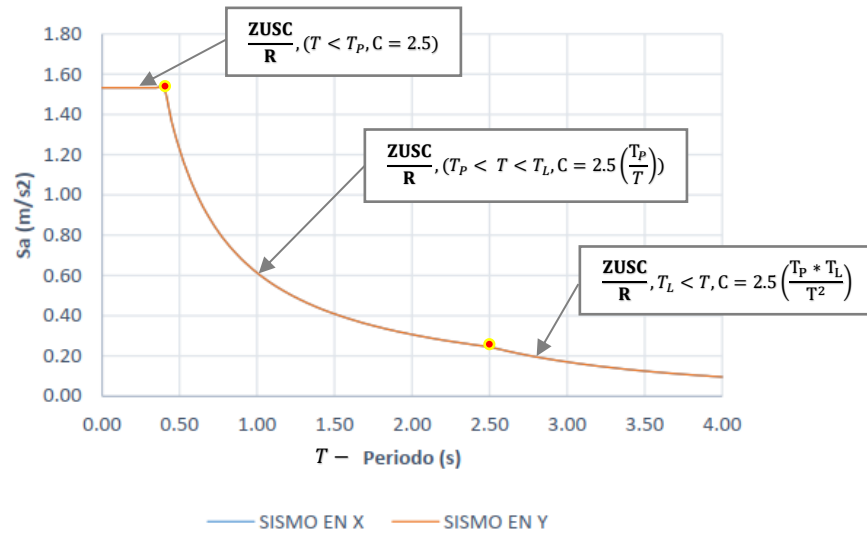
Parámetros de diseño sísmico, N.T.E. E.030

Descripción	Valor
Factor de Zona, Z (Zona 2)	0.25g
Aceleración de la gravedad (g)	9.81 m/s ²
Factor de Uso, U	1.00
Factor de Amplificación, S	1.00
Periodo, T _p	0.40
Periodo, T _L	2.50
Coefficiente de Reducción, R	
Dir. Longitudinal: Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4.00
Dir. Transversal: Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	

Nota: Elaboración propia.

Figura 5

Espectro de diseño de pseudo-aceleraciones



Nota: Elaboración propia.

2.3.8 Combinaciones de carga

Se definen las combinaciones de carga de acuerdo con la filosofía de diseño establecida para el proyecto, siendo esta el diseño por esfuerzos admisibles se tendrá en cuenta lo establecido por la N.T.E. E.020, E.090 y la ASCE/SEI 7:

Combinaciones N.T.E. E.020:

- D
- D+L
- D+(W o 0.7E)
- D+T
- 0.75 (D+L+(W o 0.7E))
- 0.75 (D+L+T)
- 0.75 (D+(W o 0.7E) +T)
- 0.67(D+L+(W o 0.7E) +T)

Combinaciones N.T.E. E.090:

- D+T
- D+L+ (Lr o S) +T
- D+(Lr o S)+(L o W) +T
- D+W+L+(Lr o S) +T

- $D+0.7E+L+S+T$
- $0.9D+(W \text{ o } 0.7E) +T$

Combinaciones ASCE/SEI 7:

- $D+T$
- $D+L+T$
- $D+(L_r \text{ o } 0.7S) +T$
- $D+0.75L+0.75(L_r \text{ o } 0.7S) +T$
- $D+0.6W+T$
- $D+0.75L+0.75(0.6W)+0.75L_r \text{ o } 0.7S) +T$
- $0.6D+0.6W+T$
- $D+0.7E+T$
- $D+0.525E+0.75L+0.1S+T$
- $0.6D+0.7E+T$

2.3.9 Desplazamientos máximos permisibles

De acuerdo con la N.T.E. E.020, en edificaciones, el máximo desplazamiento relativo entre pisos, causado por las fuerzas de viento, será del 1% de la altura del piso.

De acuerdo con la N.T.E. E.030, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no puede exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) causado por las fuerzas de sismo, la norma mencionada indica que para el acero el límite de distorsión es 0.01, pero para estructuras de uso industrial, los límites de distorsión serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de lo considerado.

2.4 Cálculo de elementos

2.4.1 Tracción

Se refiere a miembros prismáticos sujetos a tracción axial, producto de fuerzas que actúan a lo largo del elemento. Cuando se presente excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro.

Cuando se espere que el elemento estructural en estudio vaya a quedar sometido a lo largo de su vida útil a un gran número de ciclos de carga, en el

cálculo de su resistencia se tomará en consideración la posibilidad de una falla por fatiga.

Respecto al diseño de miembros en tracción se consideran los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

En miembros sin agujeros, conectados mediante soldaduras colocadas en todas las partes que componen su sección transversal, en proporción a sus áreas, el área neta efectiva es igual al área total.

Se verificará por tracción a todos los elementos tipo arriostre en las estructuras a diseñar, según lo estipulado en el Capítulo D de la AISC 360.

2.4.2 Compresión

El diseño a compresión se refiere al análisis y dimensionamiento de elementos que están sometidos a fuerzas axiales de compresión, es decir, fuerzas que tienden a acortar o aplastar el miembro, tales como columnas y arriostres, requieren una evaluación cuidadosa para evitar fallas por pandeo, además de verificar su resistencia por fluencia.

Los elementos estructurales como columnas y arriostres serán verificados a compresión según lo estipulado en el Capítulo E de la AISC 360.

2.4.3 Flexión y corte

Un elemento a flexión es un miembro estructural (como una viga) que resiste principalmente momentos flectores, generando esfuerzos internos de tracción y compresión en su sección transversal. En el análisis se considera también el esfuerzo cortante.

Los elementos estructurales como vigas y columnas serán verificados a flexión y corte según lo estipulado en el Capítulo F y G de la AISC 360, respectivamente.

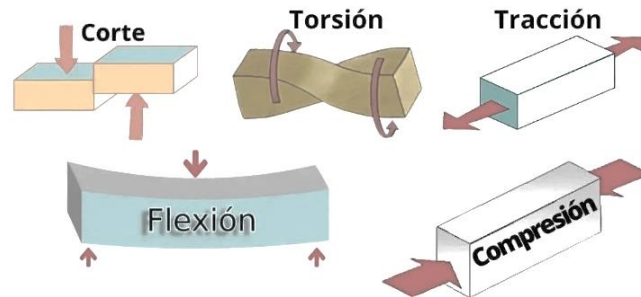
2.4.4 Torsión

Podemos decir que un cuerpo está sujeto en una sección a torsión simple, cuando la reducción de las fuerzas actuantes sobre éste, a un lado de la sección, da como resultado un par de fuerzas que quedan contenidas en el plano de la misma. El problema de torsión simple se presenta muy pocas veces, ya que en general aparece la torsión combinada con flexión y corte.

El diseño por fuerzas combinadas y torsión se realizará según lo estipulado en el Capítulo H de la AISC 360.

Figura 6

Tipos de esfuerzos



Nota: Elaboración propia.

2.4.5 Deflexiones

Se tomará en cuenta las deflexiones estipuladas en la siguiente tabla para el análisis de las estructuras del proyecto, en concordancia con el AISC y N.T.E. E.020:

Tabla 5

Deflexiones máximas

Elementos Estructurales	Deflexión Máxima
Vigas y correas (deflexión vertical para carga muerta más carga viva)	$L/240$
Vigas y correas (deflexión vertical para carga viva)	$L/360$
Vigas soporte grúas de servicio y monorrieles sin considerar impacto	$L/800$

Nota: Elaboración propia.

2.5 Cálculo de conexiones

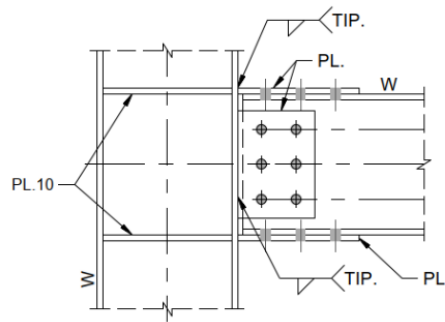
2.5.1 Conexión a momento

Las conexiones a momento son aquellas que están diseñadas para resistir fuerzas de flexión o momentos flectores. Este tipo de conexión es crucial en estructuras donde las vigas o perfiles horizontales deben transmitir momentos de flexión a las columnas o miembros verticales.

Las conexiones a momento deben ser lo suficientemente fuertes para resistir las fuerzas que actúan en la zona de la conexión, lo que implica planchas de refuerzo, pernos de alta resistencia o soldaduras.

Figura 7

Conexión a momento



Nota: Elaboración propia.

2.5.2 Conexión a corte

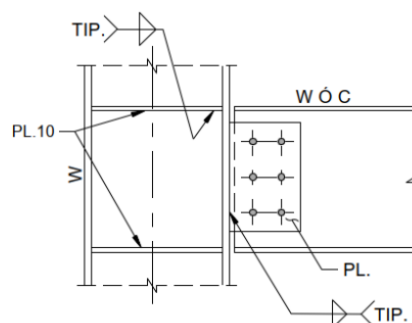
Las conexiones a corte son aquellas diseñadas para resistir fuerzas axiales de corte. A diferencia de las conexiones a momento, las conexiones a corte no tienen la responsabilidad de resistir momentos de flexión, sino que se enfocan principalmente en la transmisión de fuerzas de corte entre los miembros conectados.

Se diseñan con pernos, soldaduras o placas de refuerzo para resistir el esfuerzo cortante. También se deben verificar los desplazamientos laterales que puedan generar desplazamientos no deseados.

El Capítulo G del AISC 360 proporciona las especificaciones y reglas necesarias para el diseño de conexiones en estructuras de acero, cubriendo tanto conexiones a corte como conexiones a momento. Dependiendo de las cargas y el tipo de estructura, las conexiones pueden ser diseñadas usando pernos, soldaduras o una combinación de ambas.

Figura 8

Conexión a corte



Nota: Elaboración propia.

Capítulo III. Análisis y diseño de las principales estructuras metálicas del proyecto

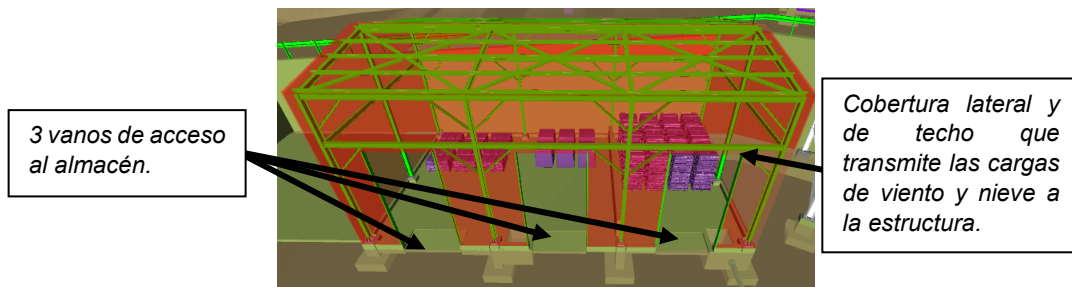
3.1 Almacén de reactivos

3.1.1 Diseño y modelamiento estructural

Se define el diseño estructural del almacén de reactivos en función de la necesidad operativa del sistema, el área requerida de acuerdo con la capacidad de almacenamiento, el acceso de personal y equipos para el acopio, en la siguiente figura se muestra una vista 3D del diseño estructural de la edificación:

Figura 9

Almacén de reactivos – vista 3D.



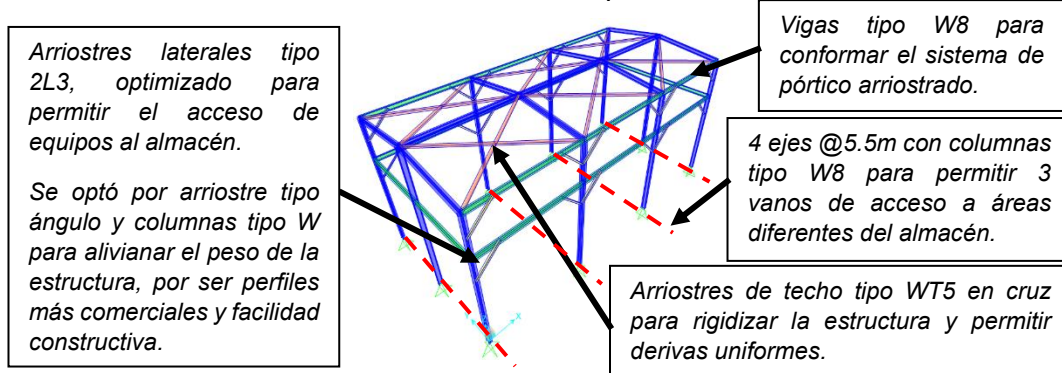
Nota: Elaboración propia.

La estructura es de un solo nivel cuyas dimensiones en planta son de 7.8 m de ancho y 16.5 m de largo, con tres vanos para el acceso de personal y equipos, tiene un techo a dos aguas de 23% de pendiente a ambos lados, una altura máxima en el centro de la cumbrera de 8.2 m y en los extremos tiene una altura de 7.3 m, tendrá cobertura metálica en todo su perímetro y techo.

Se elaboró un modelo matemático que represente el comportamiento global y dinámico de la estructura en el programa SAP2000, a continuación, se presenta el modelo numérico de la estructura compuesta por columnas tipo W8x24, vigas W8x24 y W8x18, arriostres WT5x13 y 2L3x3x3/16.

Figura 10

Almacén de reactivos – Modelo estructural Sap2000.



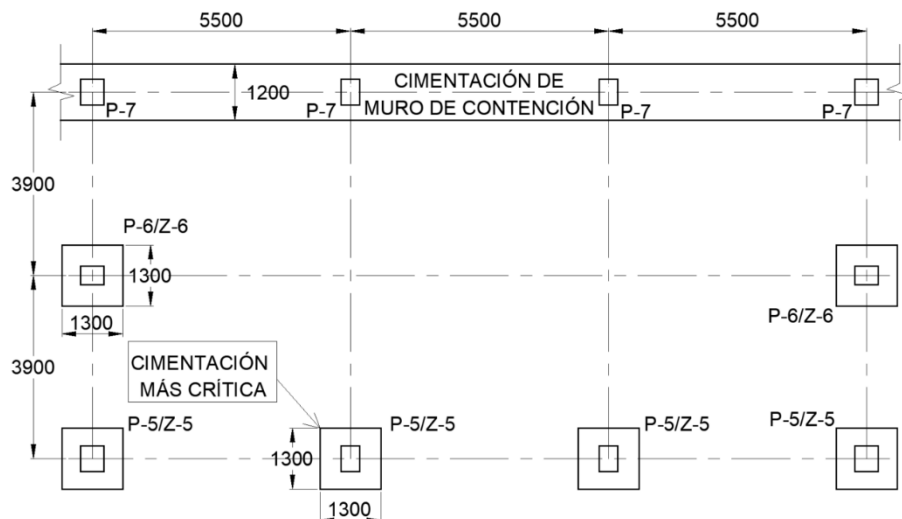
Nota: Elaboración propia.

En el diseño mostrado en la figura anterior se optó por columnas tipo W y arriostres laterales tipo 2L para alivianar el peso de la estructura, por ser más comerciales y por facilidad constructiva.

La superestructura descrita previamente se apoya sobre pedestales con zapatas aisladas, los pedestales posteriores se apoyan sobre la cimentación del muro de contención definido en la etapa anterior del proyecto, en la siguiente figura se muestra la distribución y dimensiones en planta de las cimentaciones:

Figura 11

Almacén de reactivos - Distribución de cimentación en planta (mm)



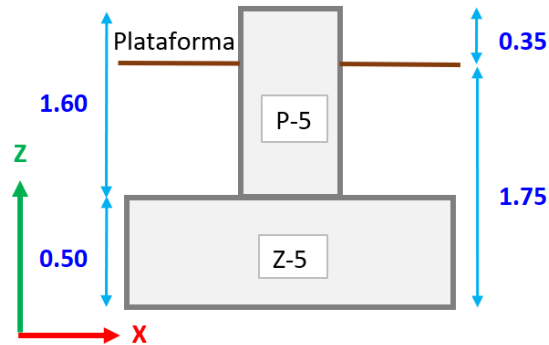
Nota: Elaboración propia.

Las zapatas aisladas son de 1.30m x 1.30m y 0.50m de peralte, los pedestales son de 0.40m x 0.50m y altura de 0.85m o 1.60m para el caso en que

se encuentren contiguo a algún sumidero, a continuación, se muestra un esquema de la cimentación más profunda.

Figura 12

Almacén de reactivos – Cimentación (m)



Nota: Elaboración propia.

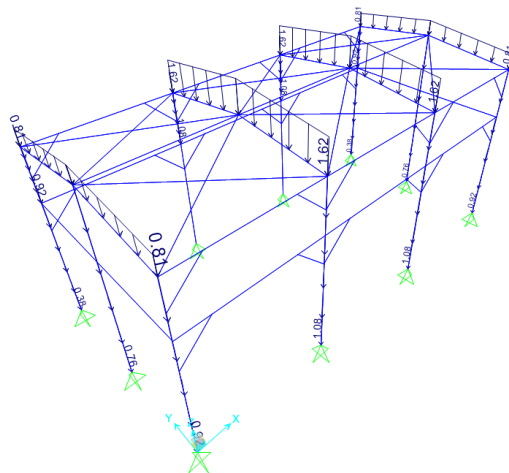
3.1.2 Cargas aplicadas

3.1.2.1 Carga muerta (D).

Además del peso propio de la estructura, se ha considerado el peso de la cobertura, correas, cielo raso y luminarias y en concordancia con lo establecido en el ítem 2.3.1. y el área tributaria, se asignan las cargas a la estructura según se muestra en la siguiente figura:

Figura 13

Almacén de reactivos - Carga muerta aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Cobertura (columnas y vigas)	0.10 kPa
- Correas (columnas y vigas)	0.10 kPa
- Cielo raso y luminarias (vigas)	0.10 kPa
Total carga muerta de techo	0.30 kPa
Total carga muerta de paredes	0.20 kPa

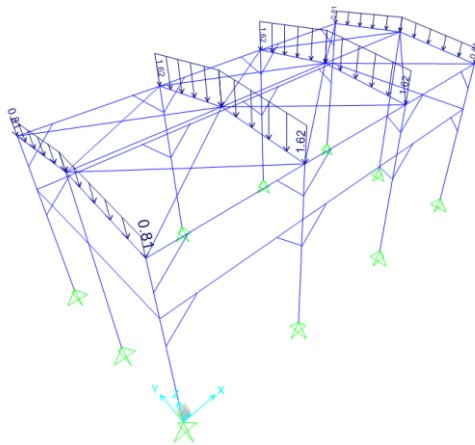
Nota: Elaboración propia.

3.1.2.2 Carga viva de techo (Lr).

Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, cualquiera sea su pendiente, se considera 0.30 kPa (30 kg/m²), N.T.P. E.020, Artículo 7.1-d), se asignan las cargas a la estructura según se muestra en la siguiente figura:

Figura 14

Almacén de reactivos - Carga viva aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Cobertura de techo liviana de plancha plegada. (vigas)	0.30 kPa

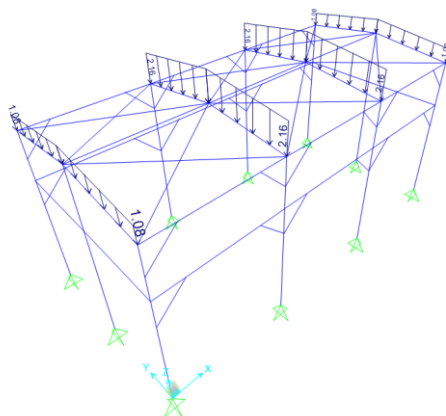
Nota: Elaboración propia.

3.1.2.3 Carga de nieve (S).

Se considera la carga de nieve de acuerdo con lo establecido en el ítem 2.3.4. y el área tributaria, según la Norma E020 para techos menores a 15° se asigna la carga sobre la proyección horizontal según se muestra en la siguiente figura:

Figura 15

Almacén de reactivos - Carga de nieve aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Cobertura de techo (vigas)	0.40 kPa

Nota: Elaboración propia.

3.1.2.4 Carga de viento (W).

Se considera la carga de viento de acuerdo con lo establecido en el ítem 2.3.5. y el área tributaria, a continuación, se muestra el cálculo de la carga en función de la velocidad de viento, factor de forma (carga exterior e interior de viento) y área tributaria:

Figura 16

Almacén de reactivos - Cálculo de presión de viento en "X" [kN/m]

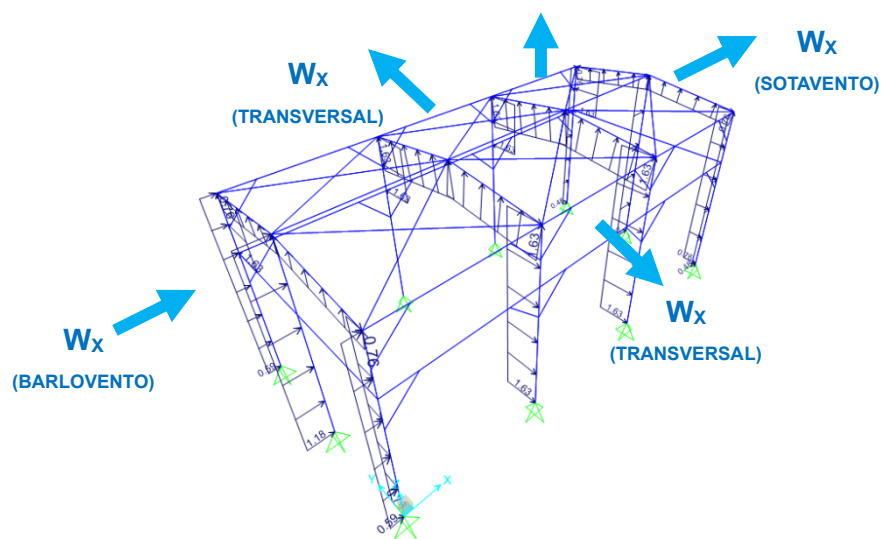
CARGAS DE VIENTO EN DIRECCIÓN X(+)								
	V:	75	km/h	$P=0.005CV^2$				
Wx :	DIRECCIÓN	$0.005V^2$	C	PRESIÓN (P) (Pa)	ANCHO (B) (m)	CARGA REPARTIDA (N/m)	CARGA APLICADA (KN/m)	UBICACIÓN
Barlovento	Eje X	28.13	1.1	303.5	3.90	1184	1.18	Columnas Intermedias
Barlovento	EJE X	28.13	1.1	303.5	1.95	592	0.59	Columnas Extremas
Sotavento	EJE X	28.13	-0.9	-248.3	3.90	-968	-0.97	Columnas Intermedias
Sotavento	EJE X	28.13	-0.9	-248.3	1.95	-484	-0.48	Columnas Extremas
Transversal	Eje Y	28.13	-1.0	-275.9	5.90	-1628	-1.63	Columnas y Vigas Intermedias
Transversal	Eje Y	28.13	-1.0	-275.9	2.75	-759	-0.76	Columnas y Vigas Extremas

Nota: Elaboración propia.

Cabe resaltar que el lado posterior del edificio, hasta media altura, colinda con un muro de contención que hace las veces de cobertura, es por eso que en esa área se omite la influencia de la carga de viento.

Figura 17

Almacén de reactivos - Carga de viento actuante en "X" [kN/m]



Almacén de reactivos - Cálculo de presión de viento en "Y" [kN/m]

Nota: Elaboración propia.

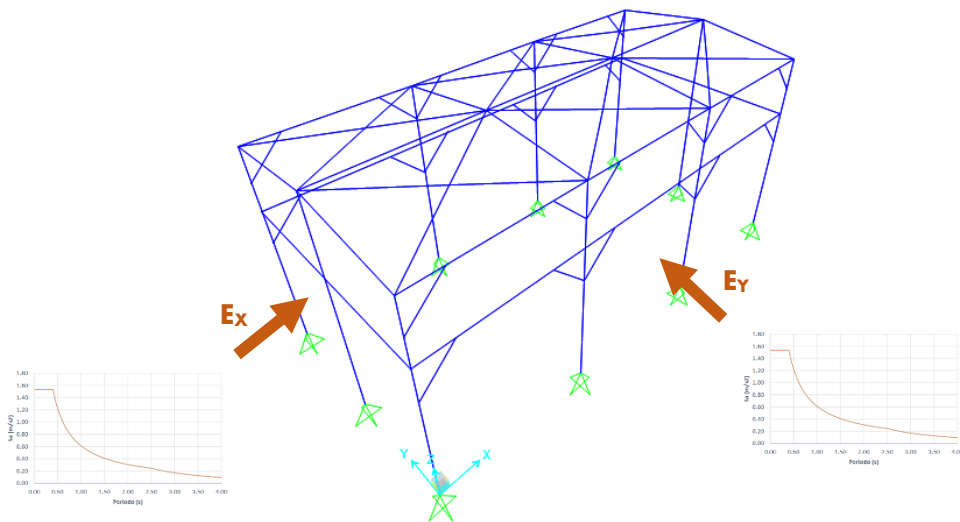
Almacén de reactivos - Carga de viento actuante en "Y" [kN/m]



Se utilizarán los criterios y parámetros presentados en la Tabla 4, estos se presentan en el espectro de pseudo-aceleraciones (Ver Figura 5) con el cual se realizará el análisis dinámico modal espectral de acuerdo con los criterios presentados en la norma N.T.E. E-030, a continuación, se muestra la aplicación del mismo espectro en ambas direcciones de análisis.

Figura 20

Almacén de reactivos - Carga de sismo



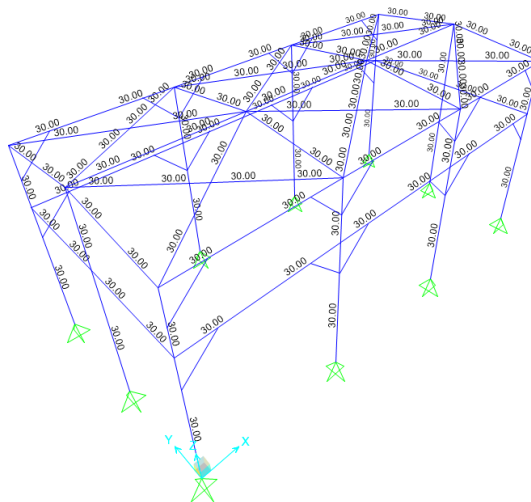
Nota: Elaboración propia.

3.1.2.6 Carga de temperatura (T).

Se considerará un gradiente de temperatura de 30°C según las consideraciones de la norma E.020-Cargas, a continuación, se muestra la asignación de cargas al modelo:

Figura 21

Almacén de reactivos - Cargas de temperatura [°C]



Nota: Elaboración propia.

3.1.3 Cálculo de la superestructura

3.1.3.1 Verificación del porcentaje de masa participativa.

Se utilizará un análisis de la respuesta modal espectral de acuerdo con la norma E.030, se utilizará el método de combinación cuadrática completa (CQC).

En la siguiente tabla, se verificará que los modos de vibración de la estructura representen como mínimo el 90% de la masa total y con ello se obtendrán los periodos de vibración de la estructura en cada dirección.

Tabla 6

Almacén de reactivos - Modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo (segundos)	Ux	Uy	Sum. Ux	Sum. Uy
1	1.420	94%	0%	94%	0%
2	1.252	0%	92%	94%	92%
3	1.031	0%	0%	94%	92%

Nota: Elaboración propia.

3.1.3.2 Verificación de la fuerza cortante basal.

De acuerdo con la norma E.030, la fuerza cortante basal del edificio obtenida del análisis no podrá ser menor que el 80% del valor de la cortante basal obtenida mediante análisis estático para estructuras regulares, de lo contrario se aplicará un factor de escala, a continuación, se muestra la verificación.

Tabla 7

Almacén de reactivos - Cortante basal

Dirección	V. dinámico [kN]	P. estático (D+0.25L) [kN]	V. estático (ZUCS/R) *P [kN]	0.8*(V. estático) [kN]	Factor de escala
Dirección X-X	7.66	187.57	8.26	6.60	No requiere
Dirección Y-Y	8.57	187.57	9.36	7.49	No requiere

Nota: Elaboración propia.

Se trabajan con las fuerzas presentadas en la tabla anterior para el cálculo de las solicitaciones máximas sobre la estructura.

3.1.3.3 Evaluación de estados límites de servicio.

Todos los componentes estructurales serán sometidos a una comprobación de las condiciones de servicio. Para la verificación de desplazamientos se considera la acción de las fuerzas sísmicas sin escalar.

En cuanto a las deformaciones verticales, los elementos horizontales sometidos a flexión tendrán un nivel de rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente a la resistencia o el funcionamiento según el tipo de estructura. Las deformaciones por flexión no deberán exceder los siguientes valores según la norma E.020, Tabla 5:

Vigas de Techo..... L/360
(Flecha producida por la carga viva)

Tabla 8

Almacén de reactivos - Comprobación de deformaciones

	Luz libre (L) (cm)	Flecha por carga viva Δz (cm)	Flecha admisible Δ_{adm} (cm)	Estado
Viga W8x24	780	0.57	2.16	Ok

Nota: Elaboración propia.

En cuanto a los desplazamientos laterales, al tratarse de estructuras sometidas a la acción sísmica, será necesario evaluar el nivel de desplazamientos relativos. Aplicando el criterio de la normativa peruana E.030, estos desplazamientos relativos obtenidos en el análisis sísmico deberán satisfacer los límites:

Tabla 9

Almacén de reactivos - Desplazamientos sismo en X

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	$\Delta = \delta \text{ elástico} / H$	Δ inelástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-	-
Z1	750.00	2.37	0.003	0.009	Ok

Nota: Elaboración propia.

Tabla 10*Almacén de reactivos - Desplazamientos sismo en Y*

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	$\Delta = \delta$ elástico / H	Δ inelástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-	-
Z1	750.00	2.12	0.003	0.009	Ok

Nota: Elaboración propia.

Los desplazamientos laterales que se producen debido a las acciones del viento se verifican aplicando los criterios que aparecen en la normativa vigente. Se debe cumplir con la condición de rigidez que se presenta en Artículo 24 de la E.020.

Tabla 11*Almacén de reactivos - Desplazamientos viento en X*

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	Δ elástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-
Z1	750.00	4.93	0.007	Ok

Nota: Elaboración propia.**Tabla 12***Almacén de reactivos - Desplazamientos viento en Y*

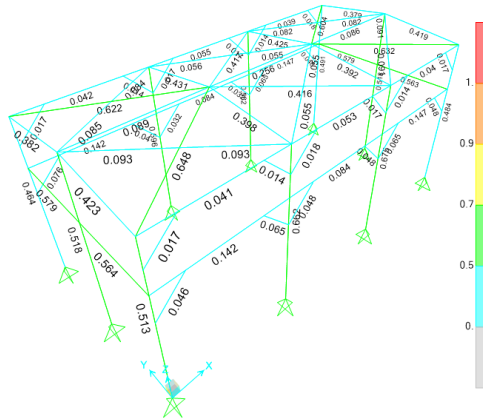
	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	Δ elástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-
Z1	750.00	6.95	0.009	Ok

Nota: Elaboración propia.**3.1.3.4 Verificación de la demanda/capacidad de los elementos.**

El proceso general de cálculo aplicado en el análisis de la estructura es el establecido por la norma ASCE 7-22 y conocido como Método de los Estados Límites, que establece que la seguridad de la estructura en su conjunto o en cualquiera de sus partes, se garantiza comprobando que la sollicitación no supera la respuesta última de las mismas. Este formato de seguridad se expresa sintéticamente mediante la siguiente desigualdad:

$$R_a \leq R_n / \Omega$$

En la siguiente figura se muestran los ratios demanda/capacidad de los elementos que componen la estructura, obtenidos del programa Sap2000, además se adjunta hoja de cálculo con la verificación específica de los perfiles más solicitados de acuerdo con el AISC 360-2016, ver Anexo.



Caso de carga	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
D	0.01	-1.01	-23.87
Lr	0.00	-0.55	-5.47
S	0.00	-0.73	-7.29
Wx	1.96	-3.73	2.91

Caso de carga	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
Wy	0.03	5.91	0.75
Ex	-0.99	-0.24	-0.83
Ey	0.00	-0.69	-1.04
T	-0.04	-0.03	0.11

3.1.4.2 Estabilidad y presiones en el terreno.

Se verifica que los factores de seguridad al volteo y deslizamiento no sean menores a 1.50 para las condiciones estáticas y 1.20 para condiciones dinámicas, según la normativa y criterios de diseño del proyecto:

Tabla 14

Almacén de reactivos – Estabilidad al volteo y deslizamiento

Condición analizada	Factor de seguridad		Verificación
	Volteo (FSV)	Deslizamiento (FSD)	
Estática	20.5	29.8	> 1.5 (Ok)
Dinámica	6.5	9.4	> 1.2 (Ok)

Nota: Elaboración propia.

Se verifica que los esfuerzos mínimos y máximos en el terreno a nivel del fondo de cimentación sean menores que la capacidad portante según los estudios de mecánica de suelos (156 kPa para condiciones estáticas y 203 kPa para condiciones dinámicas):

Tabla 15

Almacén de reactivos – Presiones en el terreno

Condición analizada	Esfuerzos (kPa)		Verificación
	Mínimo	Máximo	
Estática	44.2	59.4	< 156 kPa (Ok)
Dinámica	26.9	74.0	< 203 kPa (Ok)

Nota: Elaboración propia.

3.1.4.3 Verificación y diseño por fuerza cortante y momento flector.

Se verifica que las máximas solicitaciones por fuerza cortante en el pedestal y cimentación sean menores a la capacidad del concreto, de esta manera no requeriría refuerzo adicional por cortante.

Tabla 16

Almacén de reactivos – Verificación por fuerza cortante

Elemento	Fuerza cortante (kN)		Verificación
	Última	Resistente	
Cimentación	59.3	274.0	(Ok)
Pedestal	6.5	221.8	(Ok)

Nota: Elaboración propia.

Se calcula el acero de refuerzo requerido por flexión y el mínimo requerido por contracción y temperatura, se toma según las cuantías de la tabla 7.12.2.1 del ACI 350, para acero grado 60. A continuación se muestra la distribución del acero de refuerzo según el diseño:

Tabla 17

Almacén de reactivos – Refuerzo de cimentación y pedestal

Cimentación	
Longitudinal	#5 @ 200
Transversal	#5 @ 200
Pedestal	
Vertical	12 # 5
Transversal	Estribos #3: 1@50, resto @100

Nota: Elaboración propia.

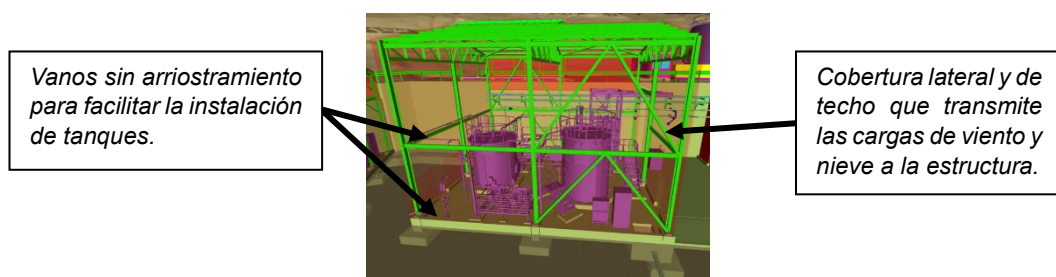
3.2 Planta de lechada de cal

3.2.1 Diseño y modelamiento estructural

Se define el diseño estructural de la planta de lechada de cal en función de la necesidad operativa del sistema, el área requerida de acuerdo con la disposición de equipos, tales como tanques, bombas y tolva de cal, el acceso para el personal y para la instalación de tanques, en la siguiente figura se muestra una vista 3D del diseño estructural de la edificación:

Figura 23

Planta de lechada de cal – Vista 3D



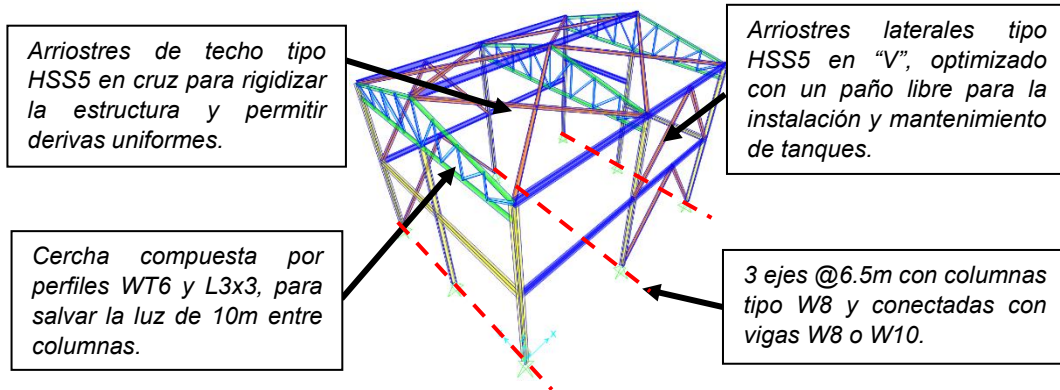
Nota: Elaboración propia.

La estructura es de un solo nivel cuyas dimensiones en planta son de 10.2 m de ancho y 13m de largo, con dos vanos para el acceso de personal y uno para el ingreso y salida de los big bags de cal y el mantenimiento de equipos, tiene un techo a dos aguas de 26% de pendiente a ambos lados, una altura máxima en el centro de la cumbrera de 10.0 m y en los extremos tiene una altura de 8.7 m, tendrá cobertura metálica en todo su perímetro y techo.

Se elaboró un modelo matemático que represente el comportamiento global y dinámico de la estructura en el programa SAP2000, a continuación, se presenta el modelo numérico de la estructura compuesta por columnas tipo W8x31, vigas W8x31, W10x22 y WT6x13, arriostres HSS5 y L3x3x3/16.

Figura 24

Planta de Lechada de Cal – Modelo Estructural Sap2000

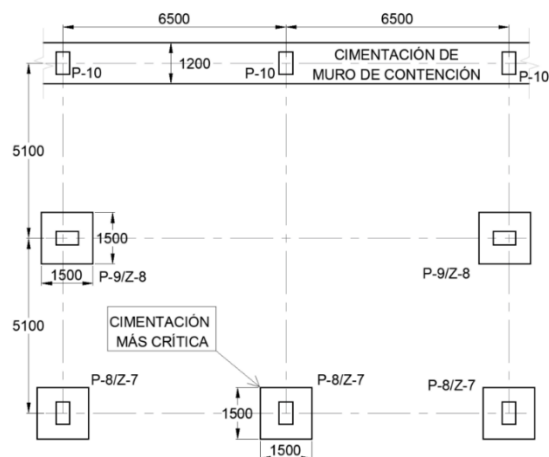


Nota: Elaboración propia.

La superestructura descrita previamente se apoya sobre pedestales con zapatas aisladas, los pedestales posteriores se apoyan sobre la cimentación del muro de contención definido en la etapa anterior del proyecto, en la siguiente figura se muestra la distribución y dimensiones en planta de las cimentaciones:

Figura 25

Planta de lechada de cal - Distribución cimentación en planta (mm)



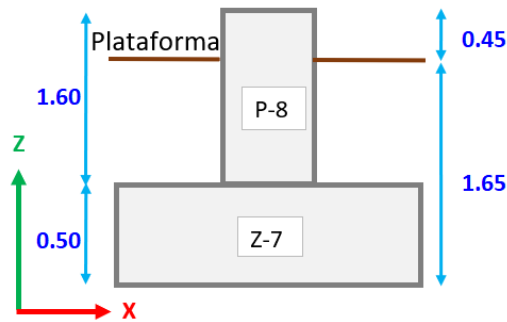
Nota: Elaboración propia.

Las zapatas aisladas son de 1.50m x 1.50m y 0.50m de peralte, los pedestales son de 0.40m x 0.65m y altura de 0.85m o 1.60m para el caso en que

se encuentren contiguo a algún sumidero, a continuación, se muestra un esquema de la cimentación más profunda.

Figura 26

Planta de lechada de cal – Cimentación (m)



Nota: Elaboración propia.

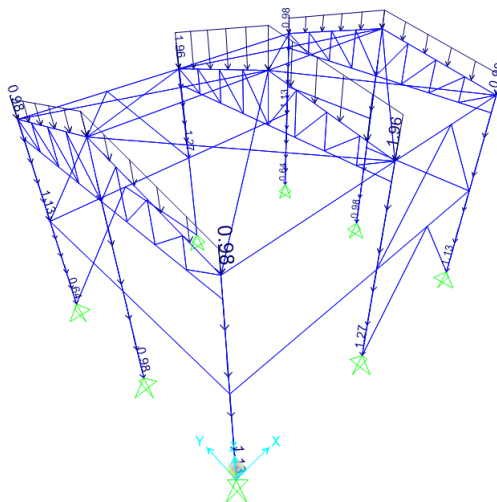
3.2.2 Cargas aplicadas

3.2.2.1 Carga muerta (D).

Además del peso propio de la estructura, se ha considerado el peso de la cobertura, correas, cielo raso y luminarias y en concordancia con lo establecido en el ítem 2.3.1. y el área tributaria, se asignan las cargas a la estructura según se muestra en la siguiente figura:

Figura 27

Planta de lechada de cal - Carga muerta aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Cobertura (columnas y vigas)	0.10 kPa
- Correas (columnas y vigas)	0.10 kPa
- Cielo raso y luminarias (vigas)	0.10 kPa
Total carga muerta de techo	0.30 kPa
Total carga muerta de paredes	0.20 kPa

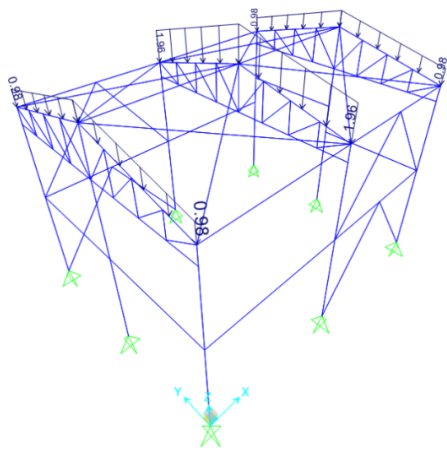
Nota: Elaboración propia.

3.2.2.2 Carga viva de techo (Lr).

Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, cualquiera sea su pendiente, se considera 0.30 kPa (30 kg/m²), N.T.P. E.020, Artículo 7.1-d), se asignan las cargas a la estructura según se muestra en la siguiente figura:

Figura 28

Planta de lechada de cal - Carga viva de techo aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Cobertura de techo liviana de plancha plegada. (vigas)	0.30 kPa

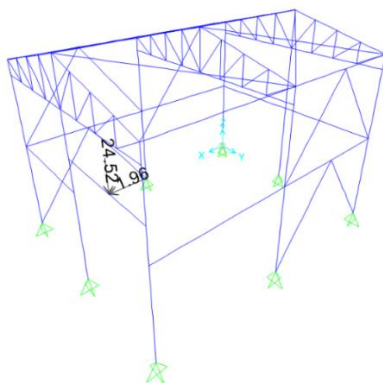
Nota: Elaboración propia.

3.2.2.3 Carga viva de monorriel (L).

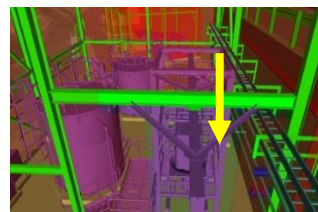
Interior al edificio se encuentra una estructura de soporte de cal, la cual posee una viga monorriel que cuenta con un punto de apoyo en una de las vigas de la estructura del edificio, debido a la operación del polipasto de 2 toneladas de capacidad y lo establecido en el ítem 2.3.3. se asigna esta carga a la viga, considerando la condición más crítica de operación:

Figura 29

Planta de lechada de cal - Carga viva de monorriel aplicada [kN]



ELEMENTO	CARGA
- Viga de apoyo p/monorriel	24.52 kN



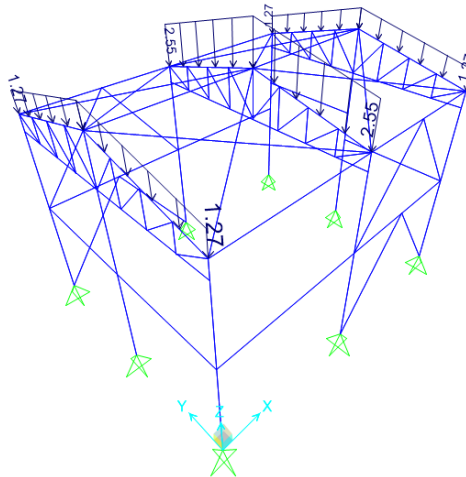
Nota: Elaboración propia.

3.2.2.4 Carga de nieve (S).

Se considera la carga de nieve de acuerdo con lo establecido en el ítem 2.3.4. y el área tributaria, según la Norma E020 para techos menores a 15° se asigna la carga sobre la proyección horizontal según se muestra en la siguiente figura:

Figura 30

Planta de lechada de cal - Carga de nieve aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Cobertura de techo (vigas)	0.40 kPa

Nota: Elaboración propia.

3.2.2.5 Carga de viento (W).

Se considera la carga de viento de acuerdo con lo establecido en el ítem 2.3.5. y el área tributaria, a continuación, se muestra el cálculo de la carga en función de la velocidad de viento, factor de forma (carga exterior e interior de viento) y área tributaria:

Figura 31

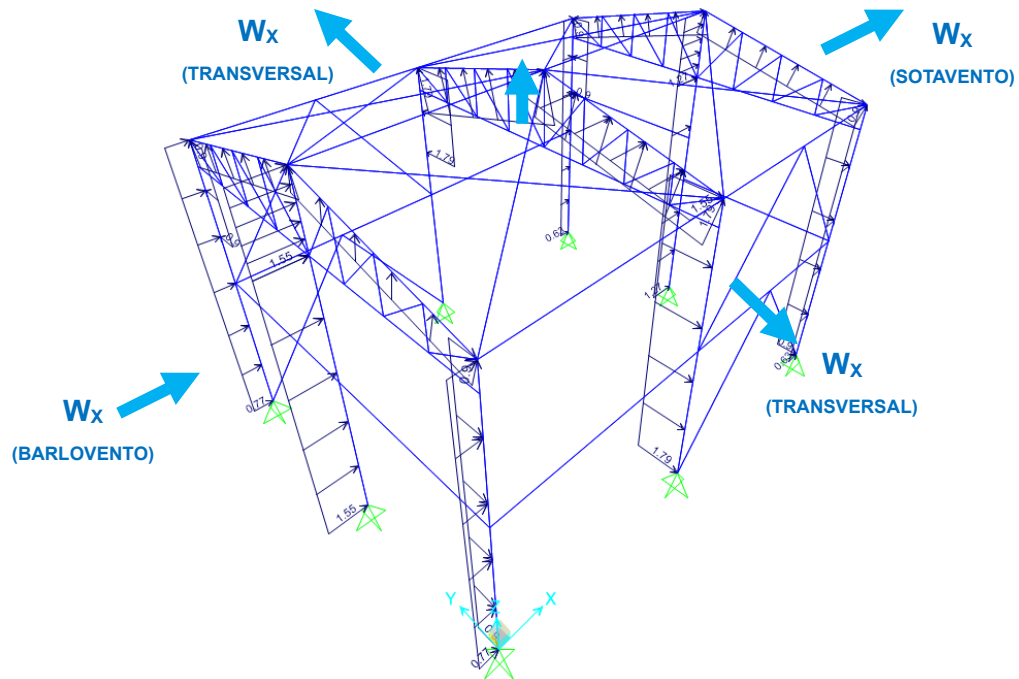
Planta de lechada de cal - Cálculo presión de viento en "X" [kN/m]

CARGAS DE VIENTO EN DIRECCIÓN X(+)								
V: 75 km/h				P=0.005CV ²				
Wx :	DIRECCIÓN	0.005V ²	C	PRESIÓN (P) (Pa)	ANCHO (B) (m)	CARGA REPARTIDA (N/m)	CARGA APLICADA (KN/m)	UBICACIÓN
Barlovento	Eje X	28.13	1.1	303.5	5.10	1548	1.55	Columnas Intermedias
Barlovento	EJE X	28.13	1.1	303.5	2.55	774	0.77	Columnas Extremas
Sotavento	EJE X	28.13	-0.9	-248.3	5.10	-1266	-1.27	Columnas Intermedias
Sotavento	EJE X	28.13	-0.9	-248.3	2.55	-633	-0.63	Columnas Extremas
Transversal	Eje Y	28.13	-1.0	-275.9	6.50	-1793	-1.79	Columnas y Vigas Intermedias
Transversal	Eje Y	28.13	-1.0	-275.9	3.25	-897	-0.90	Coumnas y Vigas Extremas

Nota: Elaboración propia.

Figura 32

Planta de lechada de cal - Carga de viento actuante en X [kN/m]



Nota: Elaboración propia.

Cabe resaltar que el lado posterior del edificio, hasta media altura, colinda con un muro de contención que hace las veces de cobertura, es por eso que en esa área se omite la influencia de la carga de viento.

Figura 33

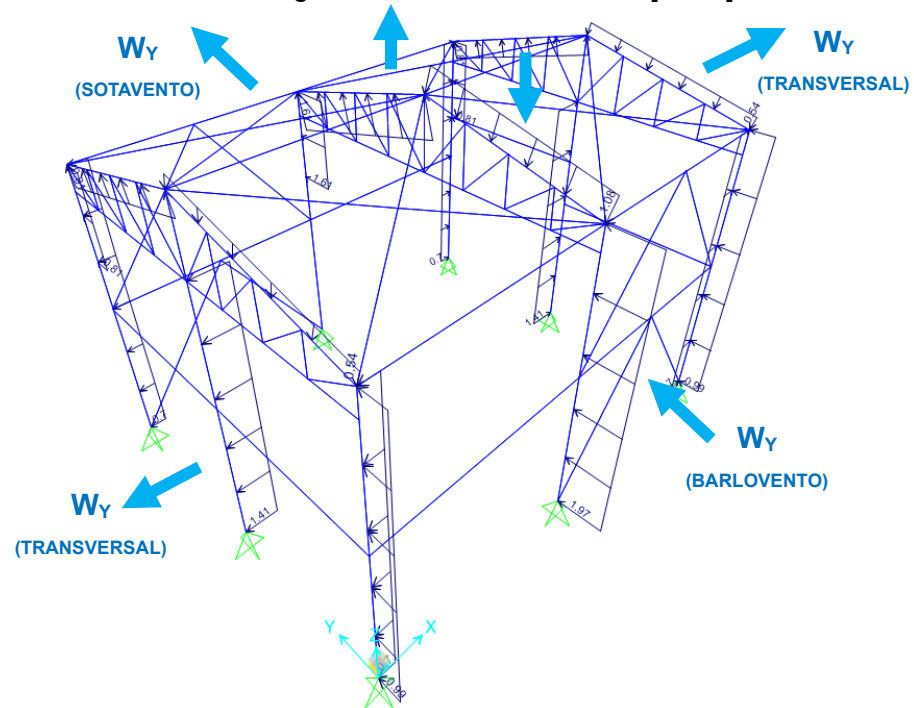
Planta de lechada de cal - Cálculo presión de viento en "Y" [kN/m]

CARGAS DE VIENTO EN DIRECCIÓN Y(+)								
		V:	75	km/h	$P=0.005CV^2$			
<u>Wy:</u>	DIRECCIÓN	$0.005V^2$	C	Presión (Pa)	ANCHO (m)	Carga repartida (N/m)	Carga Aplicada (KN/m)	UBICACIÓN
Barlovento	Eje Y	28.13	1.1	303.5	6.50	1973	1.97	Columnas Intermedias
Barlovento	Eje Y	28.13	1.1	303.5	3.25	986	0.99	Columnas Extremas
Barlovento	Eje 2	28.13	0.6	165.5	6.50	1076	1.08	Vigas de Techo Intermedias
Barlovento	Eje 2	28.13	0.6	165.5	3.25	538	0.54	Vigas de Techo Extremas
Sotavento	Eje Y	28.13	-0.9	-248.3	6.50	-1614	-1.61	Columnas Intermedias
Sotavento	Eje Y	28.13	-0.9	-248.3	3.25	-807	-0.81	Columnas Extremas
Sotavento	Eje 2	28.13	-0.9	-248.3	6.50	-1614	-1.61	Vigas de Techo Intermedias
Sotavento	Eje 2	28.13	-0.9	-248.3	3.25	-807	-0.81	Vigas de Techo Extremas
Transversal	Eje X	28.13	-1.0	-275.9	5.10	-1407	-1.41	Columnas Intermedias
Transversal	Eje X	28.13	-1.0	-275.9	2.55	-704	-0.70	Columnas Extremas

Nota: Elaboración propia.

Figura 34

Planta de lechada de cal - Carga de viento actuante en Y [kN/m]



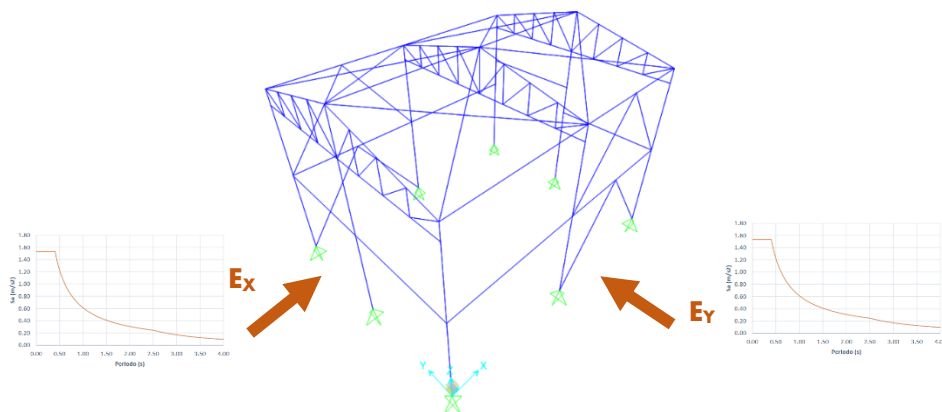
Nota: Elaboración propia.

3.2.2.6 Carga de sismo (E).

Se utilizarán los criterios y parámetros presentados en la Tabla 4, estos se presentan en el espectro de pseudo-aceleraciones (Ver Figura 5) con el cual se realizará el análisis dinámico modal espectral de acuerdo con los criterios presentados en la norma N.T.E. E-030, a continuación, se muestra la aplicación del mismo espectro en ambas direcciones de análisis.

Figura 35

Planta de lechada de cal - Carga de sismo



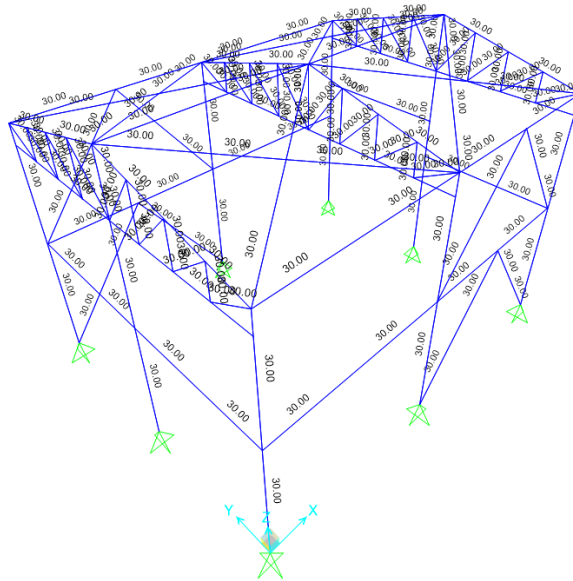
Nota: Elaboración propia.

3.2.2.7 Carga de temperatura (T).

Se considerará un gradiente de temperatura de 30°C según las consideraciones de la norma E.020-Cargas, a continuación, se muestra la asignación de cargas al modelo:

Figura 36

Planta de lechada de cal - Carga de temperatura [°C]



Nota: Elaboración propia.

3.2.3 Cálculo de la superestructura

3.2.3.1 Verificación del porcentaje de masa participativa.

Se utilizará un análisis de la respuesta modal espectral de acuerdo con la norma E.030, se utilizará el método de combinación cuadrática completa (CQC).

En la siguiente tabla, se verificará que los modos de vibración de la estructura representen como mínimo el 90% de la masa total y con ello se obtendrán los periodos de vibración de la estructura en cada dirección.

Tabla 18

Planta de lechada de cal - Modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo (segundos)	Ux	Uy	Sum. Ux	Sum. Uy
1	1.104	0%	93%	0%	93%
17	0.221	15%	0%	47%	94%
57	0.077	4%	0%	92%	94%

Nota: Elaboración propia.

3.2.3.2 Verificación de la fuerza cortante basal.

De acuerdo con la norma E.030, la fuerza cortante basal del edificio obtenida del análisis no podrá ser menor que el 80% del valor de la cortante basal obtenida mediante análisis estático para estructuras regulares, de lo contrario se aplicará un factor de escala, a continuación, se muestra la verificación.

Tabla 19

Planta de lechada de cal - Cortante basal

Dirección	V. dinámico [kN]	P. estático (D+0.25L) [kN]	V. estático (ZUCS/R) *P [kN]	0.8*(V. estático) [kN]	Factor de escala
Dirección X-X	15.13	220.59	34.47	27.57	1.82
Dirección Y-Y	11.85	220.59	12.49	9.99	No requiere

Nota: Elaboración propia.

Se trabajan con las fuerzas presentadas en la tabla anterior para el cálculo de las solicitaciones máximas sobre la estructura.

3.2.3.3 Evaluación de estados límites de servicio.

Todos los componentes estructurales serán sometidos a una comprobación de las condiciones de servicio. Para la verificación de desplazamientos se considera la acción de las fuerzas sísmicas sin escalar.

En cuanto a las deformaciones verticales, los elementos horizontales sometidos a flexión tendrán un nivel de rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente a la resistencia o el funcionamiento según el tipo de estructura. Las deformaciones por flexión no deberán exceder los siguientes valores según la norma E.020, Tabla 6:

Vigas de Techo..... L/360
(Flecha producida por la carga viva)
Vigas para monorriel L/800
(Flecha producida por la carga viva)

Tabla 20*Planta de lechada de cal - Comprobación de deformaciones*

	Luz libre (L) (cm)	Flecha por carga viva Δz (cm)	Flecha admisible Δ_{adm} (cm)	Estado
Viga WT6x13	1020	0.08	2.83	Ok
Viga W10x33	510	0.32	0.64	Ok

Nota: Elaboración propia.

En cuanto a los desplazamientos laterales, al tratarse de estructuras sometidas a la acción sísmica, será necesario evaluar el nivel de desplazamientos relativos. Aplicando el criterio de la normativa peruana E.030, estos desplazamientos relativos obtenidos en el análisis sísmico deberán satisfacer los límites:

Tabla 21*Planta de lechada de cal - Desplazamientos sismo en X*

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	$\Delta = \delta$ elástico / H	Δ inelástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-	-
Z1	870.00	1.40	0.002	0.005	Ok

Nota: Elaboración propia.**Tabla 22***Planta de lechada de cal - Desplazamientos sismo en Y*

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	$\Delta = \delta$ elástico / H	Δ inelástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-	-
Z1	870.00	1.87	0.002	0.006	Ok

Nota: Elaboración propia.

Los desplazamientos laterales que se producen debido a las acciones del viento se verifican aplicando los criterios que aparecen en la normativa vigente. Se debe cumplir con la condición de rigidez que se presenta en Artículo 24 de la E.020.

Tabla 23*Planta de lechada de cal - Desplazamientos viento en X*

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	Δ elástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-
Z1	870.00	3.87	0.004	Ok

Nota: Elaboración propia.**Tabla 24***Planta de lechada de cal - Desplazamientos viento en Y*

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	Δ elástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-
Z1	870.00	5.14	0.006	Ok

Nota: Elaboración propia.**3.2.3.4 Verificación de la demanda/capacidad de los elementos.**

El proceso general de cálculo aplicado en el análisis de la estructura es el establecido por la norma ASCE 7-10 y conocido como Método de los Estados Límites, que establece que la seguridad de la estructura en su conjunto o en cualquiera de sus partes, se garantiza comprobando que la solicitación no supera la respuesta última de las mismas. Este formato de seguridad se expresa sintéticamente mediante la siguiente desigualdad:

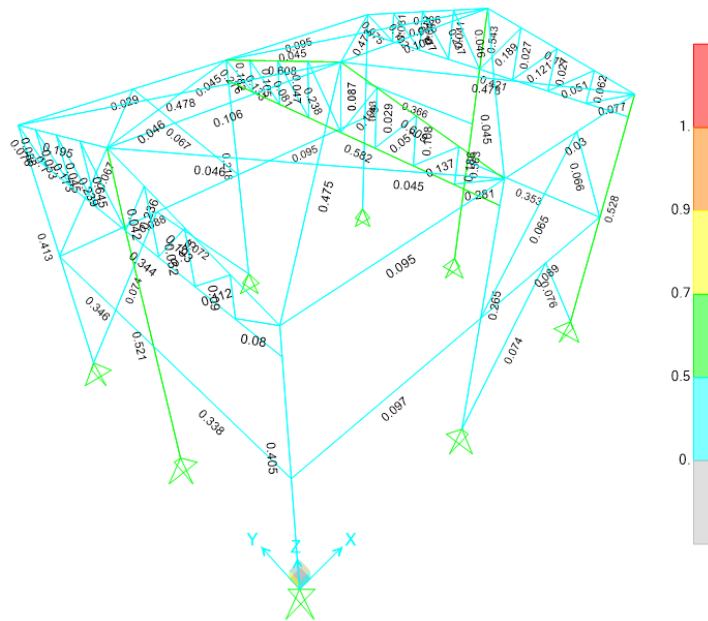
$$R_a \leq R_n/\Omega$$

Donde R_a representa la solicitación de cálculo aplicable en cada caso, y R_n/Ω la resistencia admisible.

En la siguiente figura se muestran los ratios demanda/capacidad de los elementos que componen la estructura, obtenidos del programa Sap2000, además se adjunta hoja de cálculo con la verificación específica de los perfiles más solicitados de acuerdo con el AISC 360-2016, ver Anexo.

Figura 37

Planta de lechada de cal - Ratios demanda/capacidad



Nota: Elaboración propia.

3.2.4 Cálculo de la subestructura

3.2.4.1 Cargas aplicadas.

Se realizó el diseño estructural de la nave según lo descrito en el ítem 3.1.3. de donde se obtuvieron las reacciones en los apoyos. A continuación, se muestran las cargas solicitantes para la cimentación más crítica.

Tabla 25

Planta de lechada de cal - Cargas aplicadas a la cimentación

Caso de carga	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Caso de carga	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
D	-0.85	-0.08	-35.89	Wy	-0.15	6.54	-1.10
L	-0.05	-0.04	-0.32	Ex	-7.40	-0.14	-14.64
Lr	-0.01	-0.05	-9.11	Ey	-0.33	-0.88	-1.93
S	-0.01	-0.07	-11.85	T	-0.10	-0.06	0.72
Wx	7.01	-4.32	19.73				

Nota: Elaboración propia.

3.2.4.2 Estabilidad y presiones en el terreno.

Se verifica que los factores de seguridad al volteo y deslizamiento no sean menores a 1.50 para las condiciones estáticas y 1.20 para condiciones dinámicas, según la normativa y criterios de diseño del proyecto:

Tabla 26*Planta de lechada de cal – Estabilidad al volteo y deslizamiento*

Condición analizada	Factor de seguridad		Verificación
	Volteo (FSV)	Deslizamiento (FSD)	
Estática	42.0	52.96	> 1.5 (Ok)
Dinámica	6.8	8.5	> 1.2 (Ok)

Nota: Elaboración propia.

Se verifica que los esfuerzos mínimos y máximos en el terreno a nivel del fondo de cimentación sean menores que la capacidad portante según los estudios de mecánica de suelos (156 kPa para condiciones estáticas y 203 kPa para condiciones dinámicas):

Tabla 27*Planta de lechada de cal – Presiones en el terreno.*

Condición analizada	Esfuerzos (kPa)		Verificación
	Mínimo	Máximo	
Estática	48.1	55.6	< 156 kPa (Ok)
Dinámica	24.3	78.9	< 203 kPa (Ok)

Nota: Elaboración propia.**3.2.4.3 Verificación y diseño por fuerza cortante y momento flector.**

Se verifica que las máximas solicitaciones por fuerza cortante en el pedestal y cimentación sean menores a la capacidad del concreto, de esta manera no requeriría refuerzo adicional por cortante.

Tabla 28*Planta de lechada de cal – Verificación por fuerza cortante.*

Elemento	Fuerza cortante (kN)		Verificación
	Última	Resistente	
Cimentación	61.1	274.0	(Ok)
Pedestal	8.5	221.8	(Ok)

Nota: Elaboración propia.

Se calcula el acero de refuerzo requerido por flexión y el mínimo requerido por contracción y temperatura, se toma según las cuantías de la tabla 7.12.2.1 del ACI 350, para acero grado 60. A continuación se muestra la distribución del acero de refuerzo según el diseño:

Tabla 29

Planta de lechada de cal – Refuerzo de cimentación y pedestal.

Cimentación	
Longitudinal	#5 @ 200
Transversal	#5 @ 200
Pedestal	
Vertical	12 # 5
Transversal	Estribos #3: 1@50, resto @100

Nota: Elaboración propia.

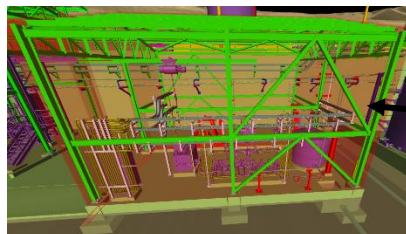
3.3 Planta de floculante

3.3.1 Diseño y modelamiento estructural

Se define el diseño estructural de la planta de floculante en función de la necesidad operativa del sistema, el área requerida de acuerdo con la disposición de equipos, tales como tanques, bombas y gabinetes, el acceso para el personal y para la instalación de equipos, en la siguiente figura se muestra una vista 3D del diseño estructural de la edificación:

Figura 38

Planta de floculante – Vista 3D



Cobertura lateral y de techo que transmite las cargas de viento y nieve a la estructura.

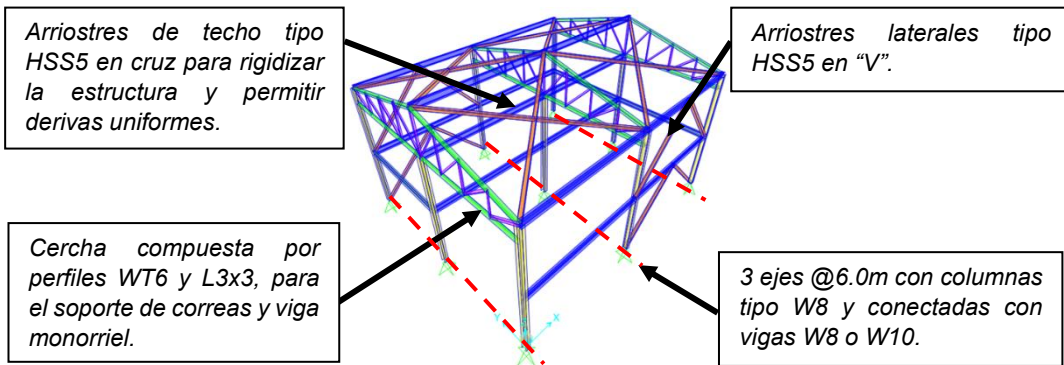
Nota: Elaboración propia.

La estructura es de un solo nivel cuyas dimensiones en planta son de 10.2 m de ancho y 12m de largo, con un vano para el acceso de personal y equipos y uno para la operación del polipasto y el mantenimiento de equipos, tiene un techo a dos aguas de 26% de pendiente a ambos lados, una altura máxima en el centro de la cumbrera de 7.7 m y en los extremos tiene una altura de 6.4 m, tendrá cobertura metálica en todo su perímetro y techo.

Se elaboró un modelo matemático que represente el comportamiento global y dinámico de la estructura en el programa SAP2000, a continuación, se presenta el modelo numérico de la estructura compuesta por columnas tipo W8x31, vigas W8x24, W10x22 y WT6x13, arriostres HSS5 y L3x3x3/16.

Figura 39

Planta de floculante – Modelo estructural Sap2000

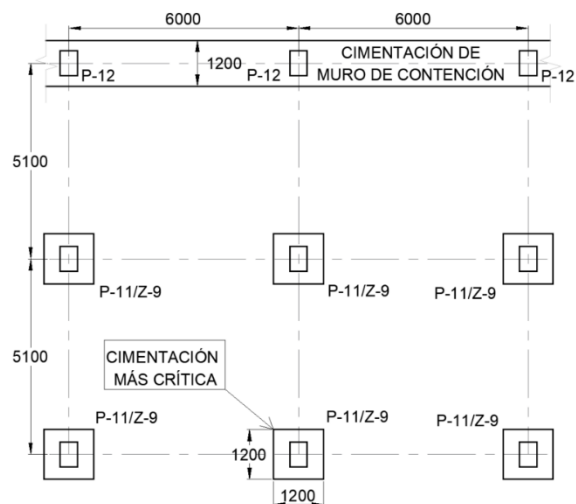


Nota: Elaboración propia.

La superestructura descrita previamente se apoya sobre pedestales con zapatas aisladas, los pedestales posteriores se apoyan sobre la cimentación del muro de contención definido en la etapa anterior del proyecto, en la siguiente figura se muestra la distribución y dimensiones en planta de las cimentaciones:

Figura 40

Planta de floculante – Distribución de cimentación en planta (mm)

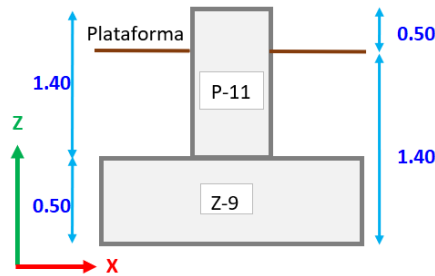


Nota: Elaboración propia.

Las zapatas aisladas son de 1.20m x 1.20m y 0.50m de peralte, los pedestales son de 0.55m x 0.65m y altura de 0.85m o 1.40m para el caso en que se encuentre contiguo al sumidero, a continuación, se muestra un esquema de la cimentación más profunda.

Figura 41

Planta de floculante – Cimentación (m)



Nota: Elaboración propia.

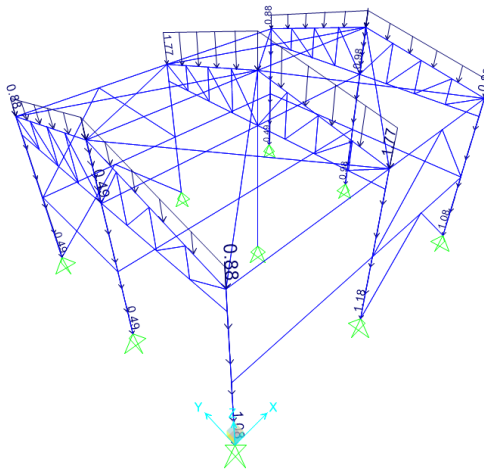
3.3.2 Cargas aplicadas

3.3.2.1 Carga muerta (D).

Además del peso propio de la estructura, se ha considerado el peso de la cobertura, correas, cielo raso y luminarias y en concordancia con lo establecido en el ítem 2.3.1. y el área tributaria, se asignan las cargas a la estructura según se muestra en la siguiente figura:

Figura 42

Planta de floculante – Carga muerta aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Cobertura (columnas y vigas)	0.10 kPa
- Correas (columnas y vigas)	0.10 kPa
- Cielo raso y luminarias (vigas)	0.10 kPa
Total carga muerta de techo	0.30 kPa
Total carga muerta de paredes	0.20 kPa

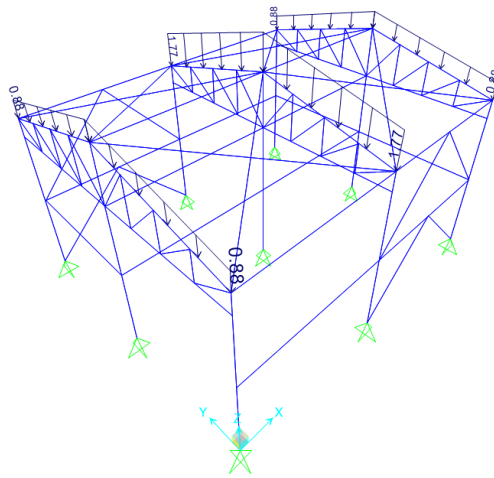
Nota: Elaboración propia.

3.3.2.2 Carga viva de techo (Lr).

Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, cualquiera sea su pendiente, se considera 0.30 kPa (30 kg/m²), N.T.P. E.020, Artículo 7.1-d), se asignan las cargas a la estructura según se muestra en la siguiente figura:

Figura 43

Planta de floculante – Carga viva de techo aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Cobertura de techo liviana de plancha plegada. (vigas)	0.30 kPa

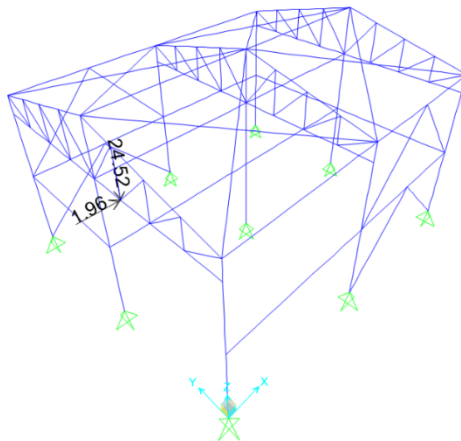
Nota: Elaboración propia.

3.3.2.3 Carga viva de monorriel (L).

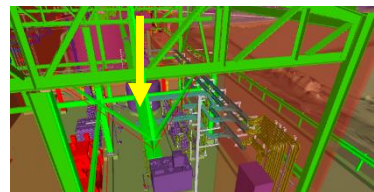
Se cuenta con una viga carrilera que facilita la operación del polipasto para el ingreso y salida de los sacos de floculante y demás equipos del sistema, debido a la operación del polipasto de 2 toneladas de capacidad y lo establecido en el ítem 2.3.3. se asigna esta carga a la viga, considerando la condición más crítica de operación:

Figura 44

Planta de floculante – Carga viva de monorriel aplicada [kN]



ELEMENTO	CARGA
- Viga de apoyo p/monorriel	24.52 kN



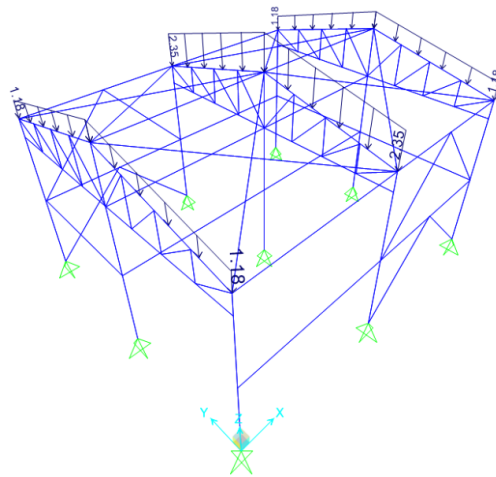
Nota: Elaboración propia.

3.3.2.4 Carga de nieve (S).

Se considera la carga de nieve de acuerdo con lo establecido en el ítem 2.3.4. y el área tributaria, según la Norma E020 para techos menores a 15° se asigna la carga sobre la proyección horizontal según se muestra en la siguiente figura:

Figura 45

Planta de floculante – Carga de nieve aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Cobertura de techo (vigas)	0.40 kPa

Nota: Elaboración propia.

3.3.2.5 Carga de viento (W).

Se considera la carga de viento de acuerdo con lo establecido en el ítem 2.3.5. y el área tributaria, a continuación, se muestra el cálculo de la carga en función de la velocidad de viento, factor de forma (carga exterior e interior de viento) y área tributaria:

Figura 46

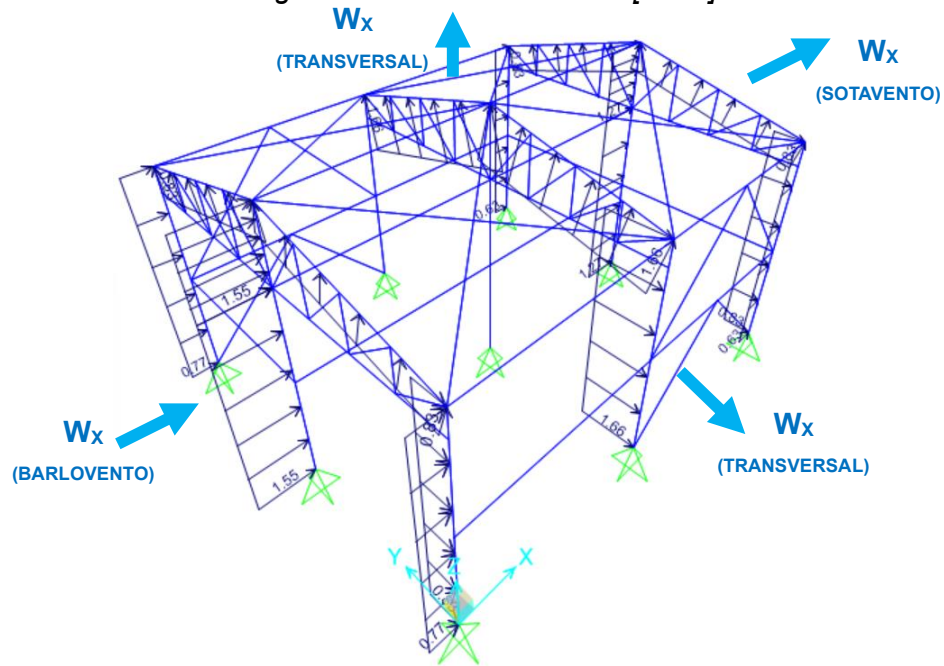
Planta de floculante – Cálculo de presión de viento en “X” [kN/m]

CARGAS DE VIENTO EN DIRECCIÓN X(+)								
		V:	75	km/h	P=0.005CV ²			
Wx :	DIRECCIÓN	0.005V ²	C	PRESIÓN (P) (Pa)	ANCHO (B) (m)	CARGA REPARTIDA (N/m)	CARGA APLICADA (KN/m)	UBICACIÓN
Barlovento	Eje X	28.13	1.1	303.5	5.10	1548	1.55	Columnas Intermedias
Barlovento	EJE X	28.13	1.1	303.5	2.55	774	0.77	Columnas Extremas
Sotavento	EJE X	28.13	-0.9	-248.3	5.10	-1266	-1.27	Columnas Intermedias
Sotavento	EJE X	28.13	-0.9	-248.3	2.55	-633	-0.63	Columnas Extremas
Transversal	Eje Y	28.13	-1.0	-275.9	6.00	-1655	-1.66	Columnas y Vigas Intermedias
Transversal	EJE Y	28.13	-1.0	-275.9	3.00	-828	-0.83	Coumnas y Vigas Extremas

Nota: Elaboración propia.

Figura 47

Planta de floculante – Carga de viento actuante en X [kN/m]



Nota: Elaboración propia.

Cabe resaltar que el lado posterior del edificio colinda con un muro de contención que hace las veces de cobertura, es por eso que en esa área se omite la influencia de la carga de viento.

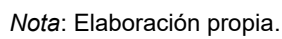
Figura 48

Planta de floculante – Cálculo de presión de viento en “Y” [kN/m]

CARGAS DE VIENTO EN DIRECCIÓN Y(+)								
	V:	75	km/h	$P=0.005CV^2$				
<u>Wy:</u>	DIRECCIÓN	$0.005V^2$	C	Presión	ANCHO (B)	Carga repartida	Carga Aplicada	UBICACIÓN
				(Pa)	(m)	(N/m)	(KN/m)	
Barlovento	Eje Y	28.13	1.1	303.5	6.00	1821	1.82	Columnas Intermedias
Barlovento	Eje Y	28.13	1.1	303.5	3.00	910	0.91	Columnas Extremas
Barlovento	Eje 2	28.13	0.6	165.5	6.00	993	0.99	Vigas de Techo Intermedias
Barlovento	Eje 2	28.13	0.6	165.5	3.00	497	0.50	Vigas de Techo Extremas
Sotavento	Eje Y	28.13	-0.9	-248.3	6.00	-1490	-1.49	Columnas Intermedias
Sotavento	Eje Y	28.13	-0.9	-248.3	3.00	-745	-0.74	Columnas Extremas
Sotavento	Eje 2	28.13	-0.9	-248.3	6.00	-1490	-1.49	Vigas de Techo Intermedias
Sotavento	Eje 2	28.13	-0.9	-248.3	3.00	-745	-0.74	Vigas de Techo Extremas
Transversal	Eje X	28.13	-1.0	-275.9	5.10	-1407	-1.41	Columnas Intermedias
Transversal	Eje X	28.13	-1.0	-275.9	2.55	-704	-0.70	Columnas Extremas

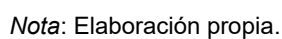
Nota: Elaboración propia.

Planta de floculante – Carga de viento actuante en Y [kN/m]



Se utilizarán los criterios y parámetros presentados en la Tabla 4, estos se presentan en el espectro de pseudo-aceleraciones (Ver Figura 5) con el cual se realizará el análisis dinámico modal espectral de acuerdo con los criterios presentados en la norma N.T.E. E-030, a continuación, se muestra la aplicación del mismo espectro en ambas direcciones de análisis.

Planta de floculante – Carga de sismo

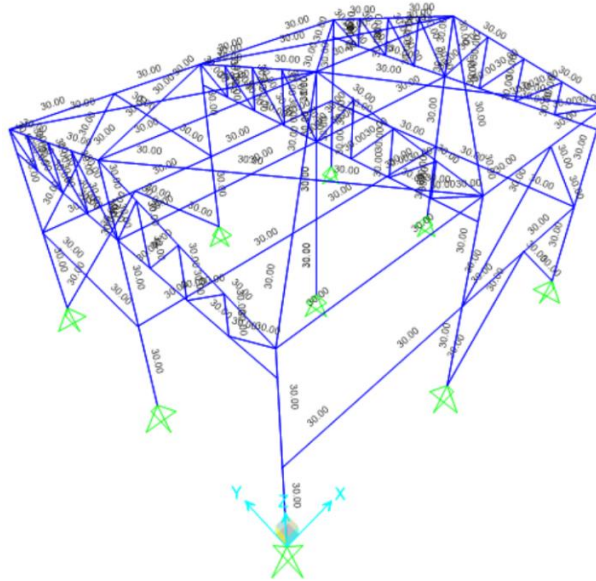


3.3.2.7 Carga de temperatura (T).

Se considerará un gradiente de temperatura de 30°C según las consideraciones de la norma E.020-Cargas, a continuación, se muestra la asignación de cargas al modelo:

Figura 51

Planta de floculante – Cargas de temperatura [°C]



Nota: Elaboración propia.

3.3.3 Cálculo de la superestructura

3.3.3.1 Verificación del porcentaje de masa participativa.

Se utilizará un análisis de la respuesta modal espectral de acuerdo con la norma E.030, se utilizará el método de combinación cuadrática completa (CQC).

En la siguiente tabla, se verificará que los modos de vibración de la estructura representen como mínimo el 90% de la masa total y con ello se obtendrán los periodos de vibración de la estructura en cada dirección.

Tabla 30

Planta de floculante – Modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo (segundos)	Ux	Uy	Sum. Ux	Sum. Uy
1	0.633	0%	92%	0%	92%
2	0.480	23%	0%	23%	92%
97	0.045	2%	0%	91%	97%

Nota: Elaboración propia.

3.3.3.2 Verificación de la fuerza cortante basal.

De acuerdo con la norma E.030, la fuerza cortante basal del edificio obtenida del análisis no podrá ser menor que el 80% del valor de la cortante basal obtenida mediante análisis estático para estructuras regulares, de lo contrario se aplicará un factor de escala, a continuación, se muestra la verificación.

Tabla 31

Planta de floculante – Cortante basal

Dirección	V. dinámico [kN]	P. estático (D+0.25L) [kN]	V. estático (ZUCS/R) *P [kN]	0.8*(V. estático) [kN]	Factor de escala
Dirección X-X	22.15	176.49	22.98	18.38	No requiere
Dirección Y-Y	16.49	176.49	17.43	13.94	No requiere

Nota: Elaboración propia.

Se trabajan con las fuerzas presentadas en la tabla anterior para el cálculo de las solicitaciones máximas sobre la estructura.

3.3.3.3 Evaluación de estados límites de servicio.

Todos los componentes estructurales serán sometidos a una comprobación de las condiciones de servicio.

En cuanto a las deformaciones verticales, los elementos horizontales sometidos a flexión tendrán un nivel de rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente a la resistencia o el funcionamiento según el tipo de estructura. Las deformaciones por flexión no deberán exceder los siguientes valores según la norma E.020, Tabla 6:

Vigas de Techo..... L/360
(Flecha producida por la carga viva)
Vigas para monorriel L/800
(Flecha producida por la carga viva)

Tabla 32*Planta de floculante – Comprobación de deformaciones*

	Luz libre (L) (cm)	Flecha por carga viva Δz (cm)	Flecha admisible Δ_{adm} (cm)	Estado
Viga WT6x13	510	0.02	1.41	Ok
Viga WT6x13	510	0.07	0.64	Ok

Nota: Elaboración propia.

En cuanto a los desplazamientos laterales, al tratarse de estructuras sometidas a la acción sísmica, será necesario evaluar el nivel de desplazamientos relativos. Aplicando el criterio de la normativa peruana E.030, estos desplazamientos relativos obtenidos en el análisis sísmico deberán satisfacer los límites:

Tabla 33*Planta de floculante - Desplazamientos sismo en X*

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	$\Delta = \delta$ elástico / H	Δ inelástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-	-
Z1	640.00	1.80	0.003	0.008	Ok

Nota: Elaboración propia.**Tabla 34***Planta de floculante - Desplazamientos sismo en Y*

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	$\Delta = \delta$ elástico / H	Δ inelástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-	-
Z1	640.00	1.08	0.002	0.005	Ok

Nota: Elaboración propia.

Los desplazamientos laterales que se producen debido a las acciones del viento se verifican aplicando los criterios que aparecen en la normativa vigente. Se debe cumplir con la condición de rigidez que se presenta en Artículo 24 de la E.020.

Tabla 35*Planta de floculante - Desplazamientos viento en X*

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	Δ elástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-
Z1	640.00	1.99	0.003	Ok

Nota: Elaboración propia.

Tabla 36*Planta de floculante - Desplazamientos viento en Y*

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	Δ elástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-
Z1	640.00	1.12	0.002	Ok

Nota: Elaboración propia.

3.3.3.4 Verificación de la demanda/capacidad de los elementos.

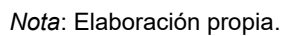
El proceso general de cálculo aplicado en el análisis de la estructura es el establecido por la norma ASCE 7-10 y conocido como Método de los Estados Límites, que establece que la seguridad de la estructura en su conjunto o en cualquiera de sus partes, se garantiza comprobando que la solicitación no supera la respuesta última de las mismas. Este formato de seguridad se expresa sintéticamente mediante la siguiente desigualdad:

$$R_a \leq R_n/\Omega$$

Donde R_a representa la solicitación de cálculo aplicable en cada caso, y R_n/Ω la resistencia admisible.

En la siguiente figura se muestran los ratios demanda/capacidad de los elementos que componen la estructura, obtenidos del programa Sap2000, además se adjunta hoja de cálculo con la verificación específica de los perfiles más solicitados de acuerdo con el AISC 360-2016, ver Anexo.

Planta de floculante - Ratios demanda/capacidad



3.3.4.1 Cargas aplicadas.

Tabla 37

Caso de carga	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
D	-0.96	-0.04	-22.00
L	0.30	0.00	0.45
Lr	0.00	-0.03	-3.98
S	0.00	-0.04	-5.30
Wx	4.33	-3.34	9.85

Caso de carga	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
Wy	-0.67	4.21	-3.59
Ex	-5.29	-0.07	-9.59
Ey	-0.77	-1.25	-0.91
T	-0.32	-0.16	0.86

3.3.4.2 Estabilidad y presiones en el terreno.

55

Tabla 38*Planta de floculante – Estabilidad al volteo y deslizamiento*

Condición analizada	Factor de seguridad		Verificación
	Volteo (FSV)	Deslizamiento (FSD)	
Estática	16.6	26.1	> 1.5 (Ok)
Dinámica	4.5	7.1	> 1.2 (Ok)

Nota: Elaboración propia.

Se verifica que los esfuerzos mínimos y máximos en el terreno a nivel del fondo de cimentación sean menores que la capacidad portante según los estudios de mecánica de suelos (156 kPa para condiciones estáticas y 203 kPa para condiciones dinámicas):

Tabla 39*Planta de floculante – Presiones en el terreno*

Condición analizada	Esfuerzos (kPa)		Verificación
	Mínimo	Máximo	
Estática	42.0	60.6	< 156 kPa (Ok)
Dinámica	17.7	90.5	< 203 kPa (Ok)

Nota: Elaboración propia.**3.3.4.3 Verificación y diseño por fuerza cortante y momento flector.**

Se verifica que las máximas solicitaciones por fuerza cortante en el pedestal y cimentación sean menores a la capacidad del concreto, de esta manera no requeriría refuerzo adicional por cortante.

Tabla 40*Planta de floculante – Verificación por fuerza cortante*

Elemento	Fuerza cortante (kN)		Verificación
	Última	Resistente	
Cimentación	55.0	274.0	(Ok)
Pedestal	6.2	254.4	(Ok)

Nota: Elaboración propia.

Se calcula el acero de refuerzo requerido por flexión y el mínimo requerido por contracción y temperatura, se toma según las cuantías de la tabla 7.12.2.1 del ACI 350, para acero grado 60. A continuación se muestra la distribución del acero de refuerzo según el diseño:

Tabla 41

Planta de floculante – Refuerzo de cimentación y pedestal

Cimentación	
Longitudinal	#5 @ 200
Transversal	#5 @ 200
Pedestal	
Vertical	12 # 5
Transversal	Estribos #3: 1@50, resto @100

Nota: Elaboración propia.

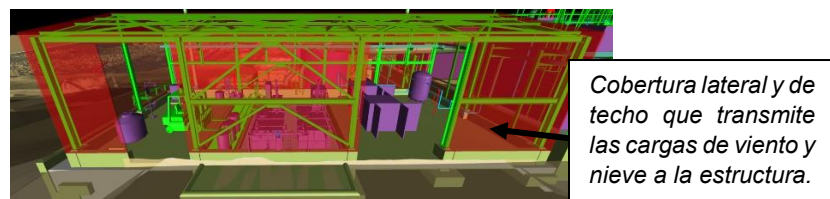
3.4 Planta de ácidos y sala de compresores

3.4.1 Diseño y modelamiento estructural

Se define el diseño estructural de la planta de ácidos y sala de compresores en función de la necesidad operativa del sistema, el área requerida de acuerdo con la disposición de equipos, tales como tanques, bombas, gabinetes y canalizaciones eléctricas, el acceso para el personal y suministro de insumos, en la siguiente figura se muestra una vista 3D del diseño estructural de la edificación:

Figura 53

Planta de ácidos – Vista 3D



Nota: Elaboración propia.

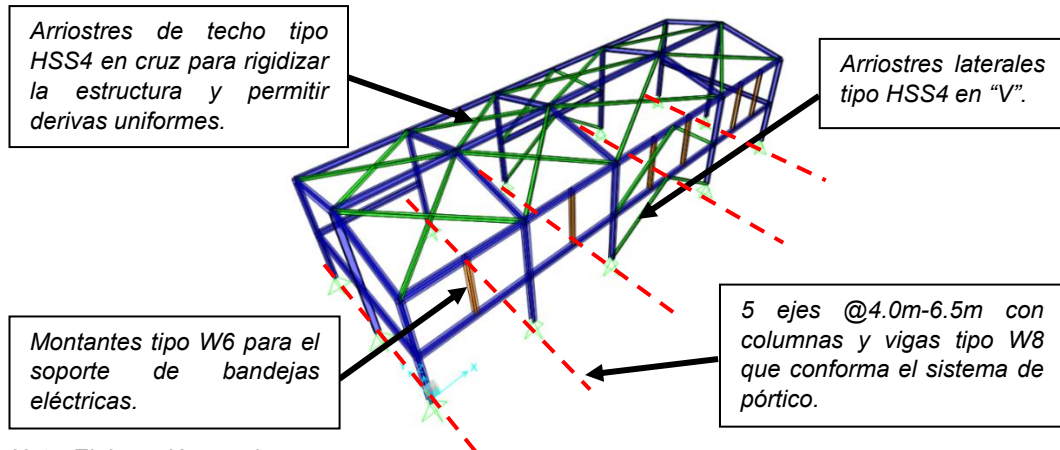
La estructura es de un solo nivel cuyas dimensiones en planta son de 6.7 m de ancho y 19.5 m de largo, con un vano para el acceso de personal y equipos a la planta de ácidos y un vano para el acceso a la sala de compresores, tiene un techo a dos aguas de 21% de pendiente a ambos lados, una altura máxima en el centro de la cumbrera de 5.4 m y en los extremos tiene una altura de 4.6 m, tendrá cobertura metálica en todo su perímetro y techo.

Se elaboró un modelo matemático que represente el comportamiento global y dinámico de la estructura en el programa SAP2000, a continuación, se presenta el modelo numérico de la estructura compuesta por columnas y vigas

tipo W8x24 y arriostres HSS4, existen algunos montantes tipo W6 entre vigas que cumplen la función de soporte para bandejas eléctricas.

Figura 54

Planta de ácido – Modelo estructural Sap2000

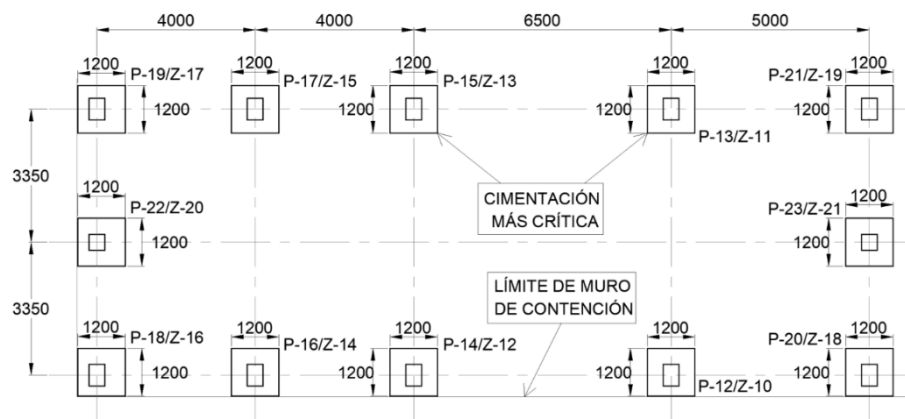


Nota: Elaboración propia.

La superestructura descrita previamente se apoya sobre pedestales con zapatas aisladas, en la siguiente figura se muestra la distribución y dimensiones en planta de las cimentaciones:

Figura 55

Planta de ácido - Distribución de cimentación en planta (mm)

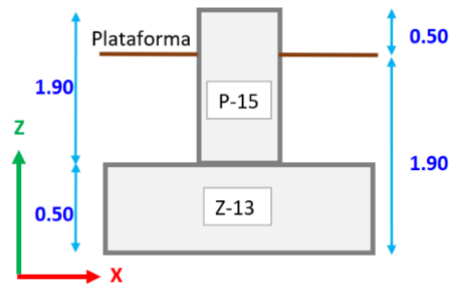


Nota: Elaboración propia.

Las zapatas aisladas son de 1.20m x 1.20m y 0.50m de peralte, los pedestales son de 0.40m x 0.55m y altura de 0.85m o 1.90m para el caso en que se encuentre contiguo a la poza de contingencia, a continuación, se muestra un esquema de la cimentación más profunda.

Figura 56

Planta de ácido - Cimentación (m)



Nota: Elaboración propia.

3.4.2 Cargas aplicadas

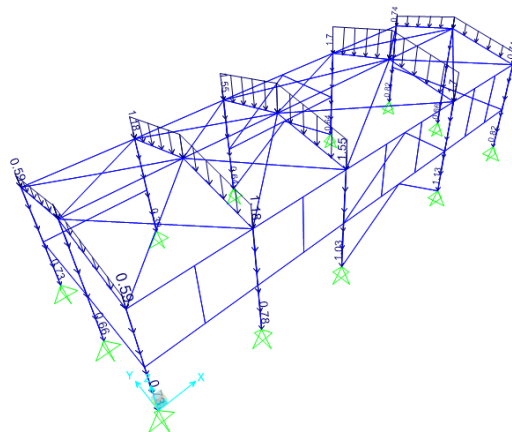
En las siguientes figuras se muestran las cargas aplicadas a la estructura.

3.4.2.1 Carga muerta (D).

Además del peso propio de la estructura, se ha considerado el peso de la cobertura, correas, cielo raso y luminarias y en concordancia con lo establecido en el ítem 2.3.1. y el área tributaria, se asignan las cargas a la estructura según se muestra en la siguiente figura:

Figura 57

Planta de ácido – Carga muerta aplicada [kN/m]



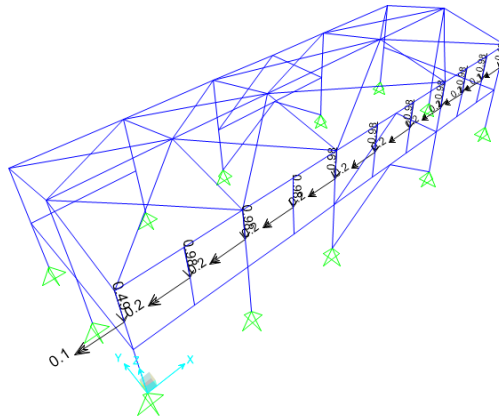
ELEMENTO	CARGA
- Cobertura (columnas y vigas)	0.10 kPa
- Correas (columnas y vigas)	0.10 kPa
- Cielo raso y luminarias (vigas)	0.10 kPa
Total carga muerta de techo	0.30 kPa
Total carga muerta de paredes	0.20 kPa

Nota: Elaboración propia.

Adicionalmente se ha considerado el peso de las bandejas eléctricas que van adosadas a las columnas y montantes de un lado de la estructura, el peso estimado para estas bandejas es de 0.25 kN/m por cada nivel, siendo dos niveles de bandejas.

Figura 58

Planta de ácido – Carga de bandejas aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Bandejas eléctricas (columnas y montantes)	0.50 kN/m

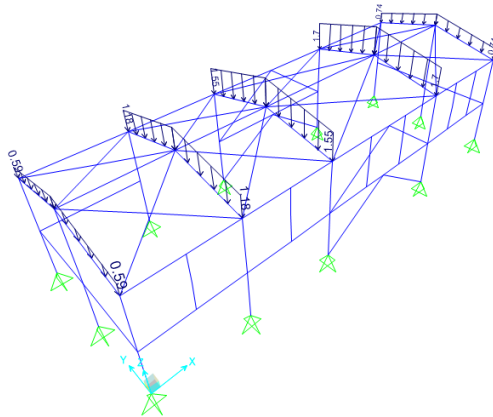
Nota: Elaboración propia.

3.4.2.2 Carga viva de techo (Lr).

Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, cualquiera sea su pendiente, se considera 0.30 kPa (30 kg/m²), N.T.P. E.020, Artículo 7.1-d), se asignan las cargas a la estructura según se muestra en la siguiente figura:

Figura 59

Planta de ácido – Carga viva de techo aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Cobertura de techo liviana de plancha plegada. (vigas)	0.30 kPa

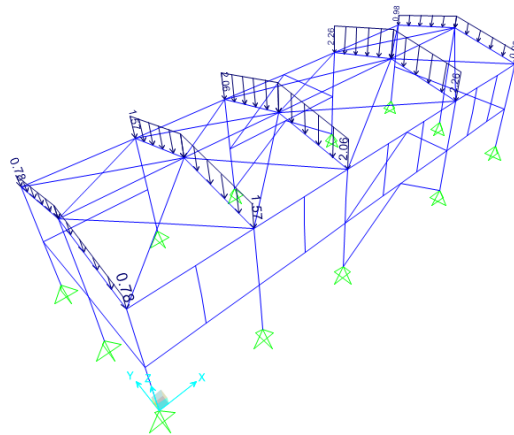
Nota: Elaboración propia.

3.4.2.3 Carga de nieve (S).

Se considera la carga de nieve de acuerdo con lo establecido en el ítem 2.3.4. y el área tributaria, según la Norma E020 para techos menores a 15° se asigna la carga sobre la proyección horizontal según se muestra en la siguiente figura:

Figura 60

Planta de ácido – Carga de nieve aplicada [kN/m]



ELEMENTO	CARGA
- Cobertura de techo (vigas)	0.40 kPa

Nota: Elaboración propia.

3.4.2.4 Carga de viento (W).

Se considera la carga de viento de acuerdo con lo establecido en el ítem 2.3.5. y el área tributaria, a continuación, se muestra el cálculo de la carga en función de la velocidad de viento, factor de forma (carga exterior e interior de viento) y área tributaria:

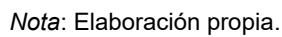
Figura 61

Planta de ácido – Cálculo de presión de viento en “X” [kN/m]

CARGAS DE VIENTO EN DIRECCIÓN X(+)								
	V =	75	km/h	$P=0.005CV^2$				
Wx:	DIRECCIÓN	0.005V ²	C	PRESIÓN	ANCHO (B)	CARGA REPARTIDA	CARGA APICADA	UBICACIÓN
				(Pa)	(m)	(N/m)	(kN/m)	
Barlovento	Eje X	28.13	1.1	303.5	3.35	1017	1.02	Columna intermedia
Barlovento	Eje X	28.13	1.1	303.5	1.68	510	0.51	Columna extrema
Sotavento	Eje X	28.13	-0.9	-248.3	3.35	-832	-0.83	Columna intermedia
Sotavento	Eje X	28.13	-0.9	-248.3	1.68	-417	-0.42	Columna extrema
Transversal	Eje Y	28.13	-1.0	-275.9	2.00	-552	-0.55	Columna y viga extrema
Transversal	Eje Y	28.13	-1.0	-275.9	4.00	-1104	-1.10	Columna y viga intermedia
Transversal	Eje Y	28.13	-1.0	-275.9	5.25	-1449	-1.45	Columna y viga intermedia
Transversal	Eje Y	28.13	-1.0	-275.9	5.75	-1586	-1.59	Columna y viga intermedia
Transversal	Eje Y	28.13	-1.0	-275.9	2.50	-690	-0.69	Columna y viga extrema

Nota: Elaboración propia.

Planta de ácido – Carga de viento actuante en X [kN/m]



Planta de ácido – Cálculo de presión de viento en “Y” [kN/m]

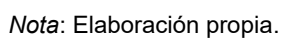
Nota: Elaboración propia.

Planta de ácido – Carga de viento actuante en Y [kN/m]



Se utilizarán los criterios y parámetros presentados en la Tabla 4, estos se presentan en el espectro de pseudo-aceleraciones (Ver Figura 5) con el cual se realizará el análisis dinámico modal espectral de acuerdo con los criterios presentados en la norma N.T.E. E-030, a continuación, se muestra la aplicación del mismo espectro en ambas direcciones de análisis.

Planta de ácido – Carga de sismo

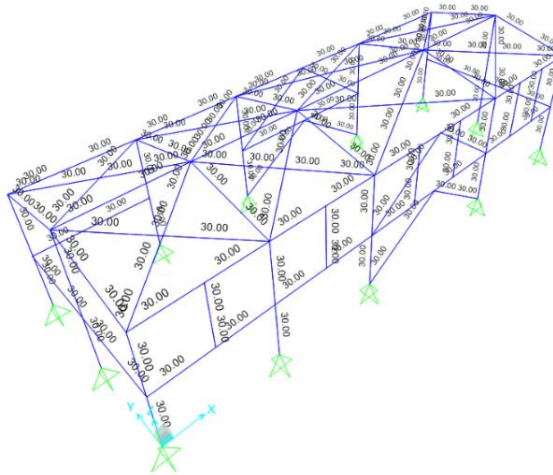


3.4.2.6 Carga de temperatura (T).

Se considerará un gradiente de temperatura de 30°C según las consideraciones de la norma E.020-Cargas, a continuación, se muestra la asignación de cargas al modelo:

Figura 66

Planta de ácido – Cargas de temperatura [°C]



Nota: Elaboración propia.

3.4.3 Cálculo de la superestructura

3.4.3.1 Verificación del porcentaje de masa participativa.

Se utilizará un análisis de la respuesta modal espectral de acuerdo con la norma E.030, se utilizará el método de combinación cuadrática completa (CQC).

En la siguiente tabla, se verificará que los modos de vibración de la estructura representen como mínimo el 90% de la masa total y con ello se obtendrán los periodos de vibración de la estructura en cada dirección.

Tabla 42

Planta de ácido – Modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo (segundos)	Ux	Uy	Sum. Ux	Sum. Uy
1	0.597	0%	96%	0%	96%
32	0.097	50%	0%	95%	97%

Nota: Elaboración propia.

3.4.3.2 Verificación de la fuerza cortante basal.

De acuerdo con la norma E.030, la fuerza cortante basal del edificio obtenida del análisis no podrá ser menor que el 80% del valor de la cortante basal obtenida mediante análisis estático para estructuras regulares, de lo contrario se aplicará un factor de escala, a continuación, se muestra la verificación.

Tabla 43

Planta de ácido – Cortante basal

Dirección	V. dinámico [kN]	P. estático (D+0.25L) [kN]	V. estático (ZUCS/R) *P [kN]	0.8*(V. estático) [kN]	Factor de escala
Dirección X-X	31.24	189.83	29.66	23.73	No requiere
Dirección Y-Y	46.09	189.83	19.87	15.90	No requiere

Nota: Elaboración propia.

Se trabajan con las fuerzas presentadas en la tabla anterior para el cálculo de las solicitaciones máximas sobre la estructura.

3.4.3.3 Evaluación de estados límites de servicio.

Todos los componentes estructurales serán sometidos a una comprobación de las condiciones de servicio.

En cuanto a las deformaciones verticales, los elementos horizontales sometidos a flexión tendrán un nivel de rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente a la resistencia o el funcionamiento según el tipo de estructura. Las deformaciones por flexión no deberán exceder los siguientes valores según la norma E.020, Tabla 5:

Vigas de Techo..... L/360
(Flecha producida por la carga viva)

Tabla 44

Planta de ácido – Comprobación de deformaciones

	Luz libre (L) (cm)	Flecha por carga viva Δz (cm)	Flecha admisible Δ_{adm} (cm)	Estado
Viga W8x24	670	0.26	1.86	Ok

Nota: Elaboración propia.

En cuanto a los desplazamientos laterales, al tratarse de estructuras sometidas a la acción sísmica, será necesario evaluar el nivel de desplazamientos relativos. Aplicando el criterio de la normativa peruana E.030, estos desplazamientos relativos obtenidos en el análisis sísmico deberán satisfacer los límites:

Tabla 45

Planta de ácido – Desplazamientos sismo en X

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	$\Delta = \delta$ elástico / H	Δ inelástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-	-
Z1	460.00	0.034	0.001	0.001	Ok

Nota: Elaboración propia.

Tabla 46

Planta de ácido – Desplazamientos sismo en Y

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	$\Delta = \delta$ elástico / H	Δ inelástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-	-
Z1	460.00	1.75	0.003	0.01	Ok

Nota: Elaboración propia.

Los desplazamientos laterales que se producen debido a las acciones del viento se verifican aplicando los criterios que aparecen en la normativa vigente. Se debe cumplir con la condición de rigidez que se presenta en Artículo 24 de la E.020.

Tabla 47

Planta de ácido – Desplazamientos viento en X

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	Δ elástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-
Z1	460.00	0.02	0.001	Ok

Nota: Elaboración propia.

Tabla 48

Planta de ácido – Desplazamientos viento en Y

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	Δ elástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-
Z1	460.00	1.05	0.002	Ok

Nota: Elaboración propia.

3.4.3.4 Verificación de la demanda/capacidad de los elementos.

El proceso general de cálculo aplicado en el análisis de la estructura es el establecido por la norma ASCE 7-10 y conocido como Método de los Estados Límites, que establece que la seguridad de la estructura en su conjunto o en cualquiera de sus partes, se garantiza comprobando que la solicitación no supera la respuesta última de las mismas. Este formato de seguridad se expresa sintéticamente mediante la siguiente desigualdad:

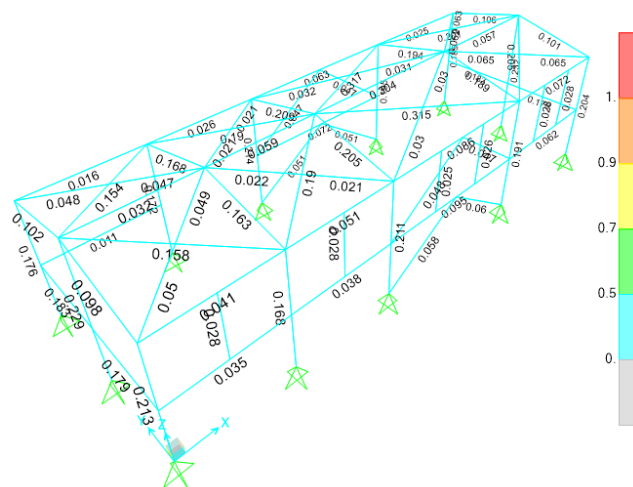
$$R_a \leq R_n/\Omega$$

Donde R_a representa la solicitación de cálculo aplicable en cada caso, y R_n/Ω la resistencia admisible.

En la siguiente figura se muestran los ratios demanda/capacidad de los elementos que componen la estructura, obtenidos del programa Sap2000, además se adjunta hoja de cálculo con la verificación específica de los perfiles más solicitados de acuerdo con el AISC 360-2016, ver Anexo.

Figura 67

Planta de ácido – Ratios demanda/capacidad



Nota: Elaboración propia.

3.4.4 Cálculo de la subestructura

3.4.4.1 Cargas aplicadas.

Se realizó el diseño estructural de la nave según lo descrito en el ítem 3.1.3. de donde se obtuvieron las reacciones en los apoyos. A continuación, se muestran las cargas solicitantes para la cimentación más crítica.

Tabla 49

Planta de ácido – Cargas aplicadas a la cimentación

Caso de carga	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Caso de carga	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
D	-1.44	1.28	-16.35	Wy	-0.29	2.52	0.96
Lr	0.00	0.73	-4.73	Ex	-6.02	-0.22	-8.31
S	0.00	0.96	-6.28	Ey	-0.61	-2.11	-2.60
Wx	1.65	1.79	5.61	T	-1.34	0.07	-0.05

Nota: Elaboración propia.

3.4.4.2 Estabilidad y presiones en el terreno.

Se verifica que los factores de seguridad al volteo y deslizamiento no sean menores a 1.50 para las condiciones estáticas y 1.20 para condiciones dinámicas, según la normativa y criterios de diseño del proyecto:

Tabla 50

Planta de ácido – Estabilidad al volteo y deslizamiento

Condición analizada	Factor de seguridad		Verificación
	Volteo (FSV)	Deslizamiento (FSD)	
Estática	6.9	12.4	> 1.5 (Ok)
Dinámica	3.4	6.1	> 1.2 (Ok)

Nota: Elaboración propia.

Se verifica que los esfuerzos mínimos y máximos en el terreno a nivel del fondo de cimentación sean menores que la capacidad portante según los estudios de mecánica de suelos (156 kPa para condiciones estáticas y 203 kPa para condiciones dinámicas):

Tabla 51*Planta de ácido – Presiones en el terreno*

Condición analizada	Esfuerzos (kPa)		Verificación
	Mínimo	Máximo	
Estática	30.1	76.4	< 156 kPa (Ok)
Dinámica	6.39	104.9	< 203 kPa (Ok)

Nota: Elaboración propia.**3.4.4.3 Verificación y diseño por fuerza cortante y momento flector.**

Se verifica que las máximas solicitaciones por fuerza cortante en el pedestal y cimentación sean menores a la capacidad del concreto, de esta manera no requeriría refuerzo adicional por cortante.

Tabla 52*Planta de ácido – Verificación por fuerza cortante*

Elemento	Fuerza cortante (kN)		Verificación
	Última	Resistente	
Cimentación	66.3	274.0	(Ok)
Pedestal	7.8	221.8	(Ok)

Nota: Elaboración propia.

Se calcula el acero de refuerzo requerido por flexión y el mínimo requerido por contracción y temperatura, se toma según las cuantías de la tabla 7.12.2.1 del ACI 350, para acero grado 60. A continuación se muestra la distribución del acero de refuerzo según el diseño:

Tabla 53*Planta de ácido – Refuerzo de cimentación y pedestal*

Cimentación	
Longitudinal	#5 @ 200
Transversal	#5 @ 200
Pedestal	
Vertical	12 # 5
Transversal	Estribos #3: 1@50, resto @100

Nota: Elaboración propia.

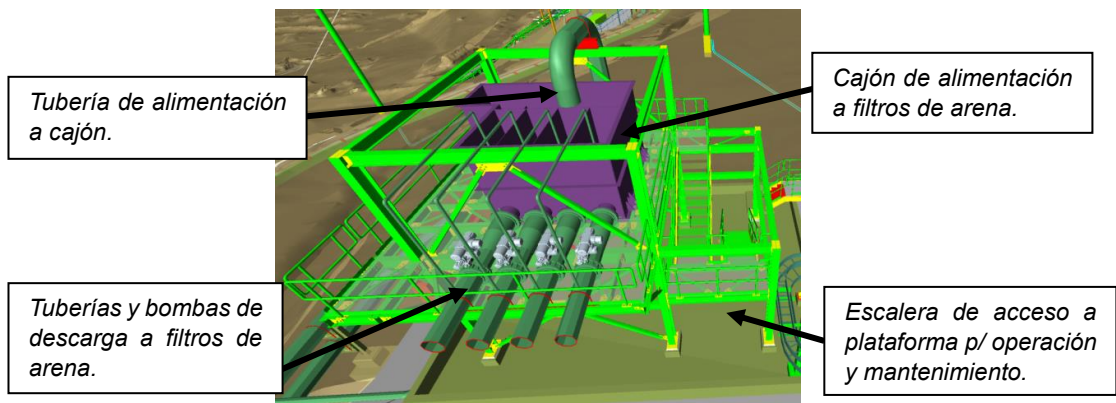
3.5 Soporte para cajón de alimentación a filtros de arena

3.5.1 Diseño y modelamiento estructural

Se define el diseño estructural del soporte metálico para el cajón de alimentación a filtros de arena en función de la necesidad operativa del sistema, dimensiones del cajón, arreglo de bombas y tuberías de alimentación y descarga, la estructura incluye una escalera de acceso para la inspección y mantenimiento, en la siguiente figura se muestra una vista 3D del diseño estructural de la edificación:

Figura 68

Estructura de soporte de cajón – Vista 3D



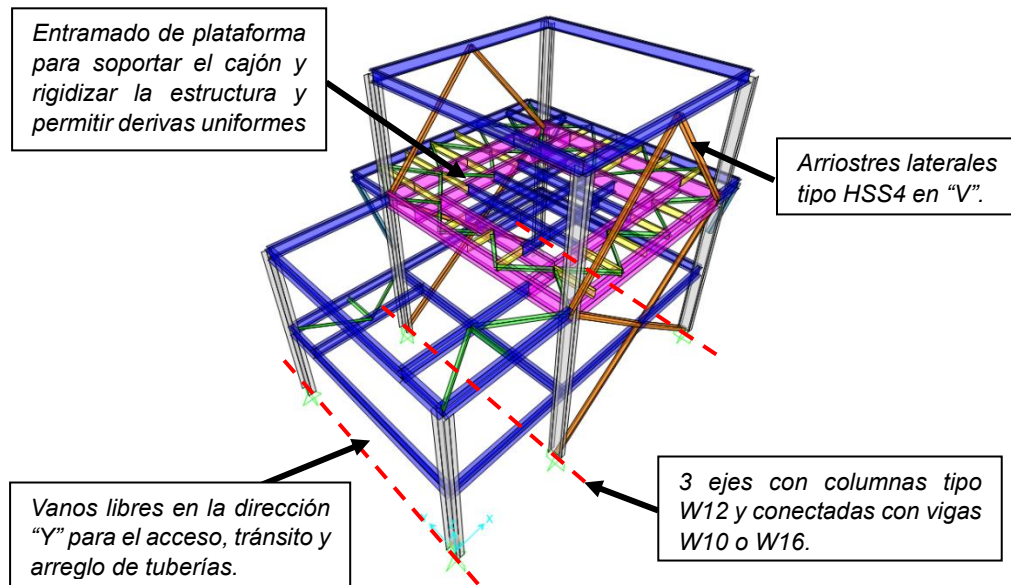
Nota: Elaboración propia.

La estructura consta de una plataforma elevada a 4.7 m de altura, donde se apoya el cajón metálico, las cuatro tuberías de descarga a los filtros de arena y las bombas correspondientes, en planta la estructura es de 5.50 m de ancho y 8.50 m de largo.

Se elaboró un modelo matemático que represente el comportamiento global y dinámico de la estructura en el programa SAP2000, a continuación, se presenta el modelo numérico de la estructura compuesta por columnas tipo W12x40, las vigas W10x22 y W16x40, viguetas C10x15.3 y C8x11.5, los arriostres son tipo HSS4 y L3x3x3/16.

Figura 69

Estructura de soporte de cajón – Modelo estructural Sap2000

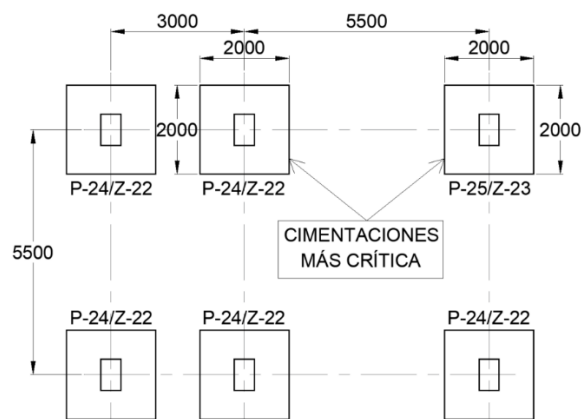


Nota: Elaboración propia.

La superestructura descrita previamente se apoya sobre pedestales con zapatas aisladas, en la siguiente figura se muestra la distribución y dimensiones en planta de las cimentaciones:

Figura 70

Estructura de soporte de cajón – Planta de cimentación(mm)

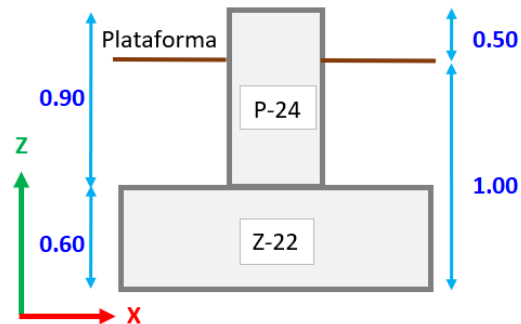


Nota: Elaboración propia.

Las zapatas aisladas son de 2.00m x 2.00m y 0.60m de peralte, los pedestales son de 0.45m x 0.70m y altura de 0.90m, a continuación, se muestra un esquema de la cimentación típica.

Figura 71

Estructura de soporte de cajón – Cimentación (m)



Nota: Elaboración propia.

3.5.2 Cargas aplicadas

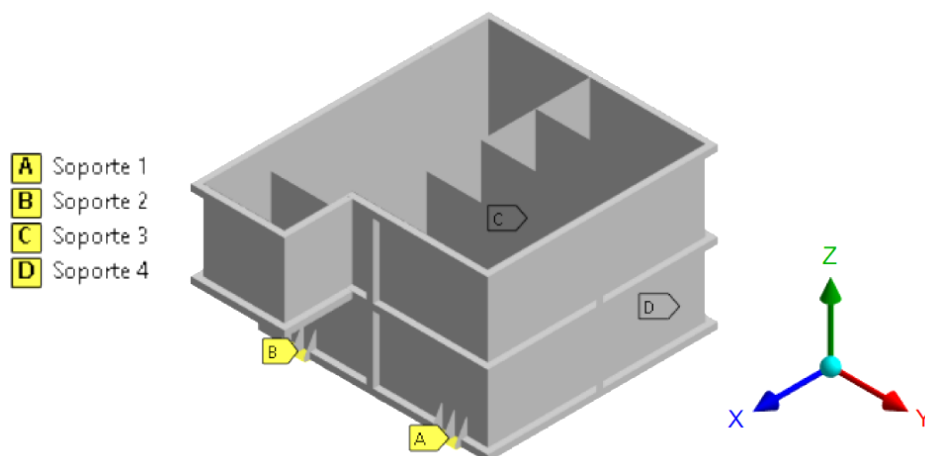
3.5.2.1 Carga muerta (D).

Se ha considerado el peso del grating de piso, barandas, tuberías y válvulas y en concordancia con lo establecido en el ítem 2.3.1. y el área tributaria se asignan las cargas a la estructura según se muestra en la siguiente figura:

Las cargas asociadas al cajón fueron provistas por el diseñador y proveedor, a continuación, se muestra una figura y tabla con dichas cargas para los cuatro puntos de apoyo, las cargas incluyen el peso propio del cajón y contenido:

Figura 72

Cajón de alimentación – Carga muerta aplicada



Nota: Elaboración propia.

Tabla 54

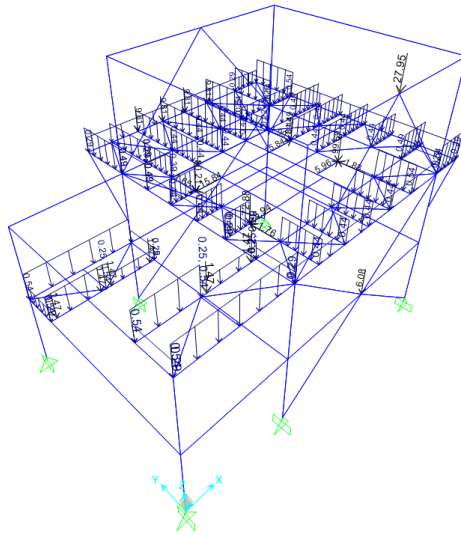
Cajón de alimentación – Carga muerta aplicada [kN]

	D - Carga muerta (kN)		
	X	Y	Z
Soporte 1	15.8	-2.0	-81.5
Soporte 2	6.0	1.9	-99.7
Soporte 3	-5.9	1.8	-72.9
Soporte 4	-15.8	-1.6	-80.2

Nota: Elaboración propia.

Figura 73

Estructura de soporte de cajón – Carga muerta aplicada [kN/m]



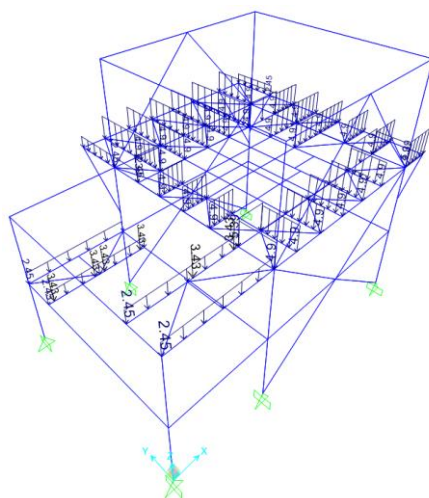
ELEMENTO	CARGA
- Grating de piso	0.50 kPa
- Barandas	0.30 kN/m
- Tubería Ø24"	4.60 kN/m
- Tubería Ø16"	2.46 kN/m
- Válvulas	4.90 kN
- Cajón de alimentación	334.3 kN

Nota: Elaboración propia.

3.5.2.2 Carga viva de piso (L).

Al nivel de la plataforma se considera la carga viva de piso de acuerdo con lo establecido en el ítem 2.3.3 y en concordancia con los criterios de diseño del proyecto, 5.50 kPa:

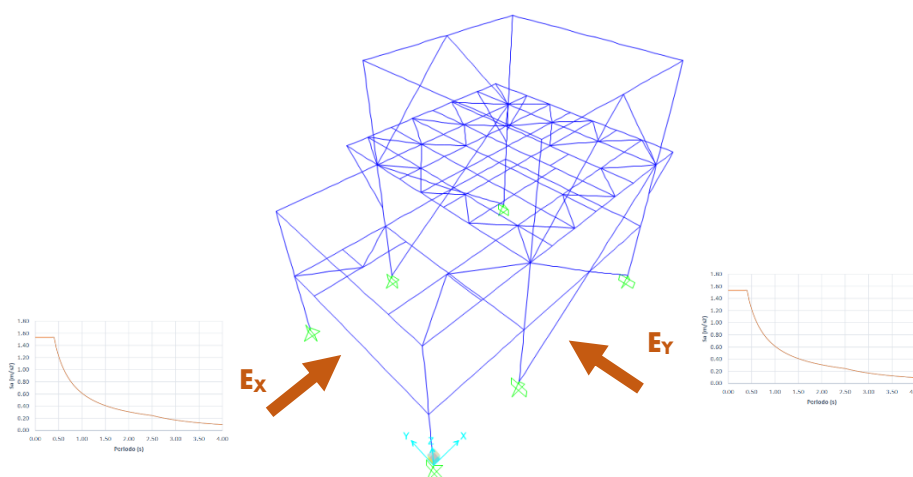
Estructura de soporte de cajón – Carga viva aplicada [kN/m]



Nota: Elaboración propia.

Se utilizarán los criterios y parámetros presentados en la Tabla 4, estos se presentan en el espectro de pseudo-aceleraciones (Ver Figura 5) con el cual se realizará el análisis dinámico modal espectral de acuerdo con los criterios presentados en la norma N.T.E. E-030, a continuación, se muestra la aplicación del mismo espectro en ambas direcciones de análisis.

Estructura de soporte de cajón – Carga de sismo



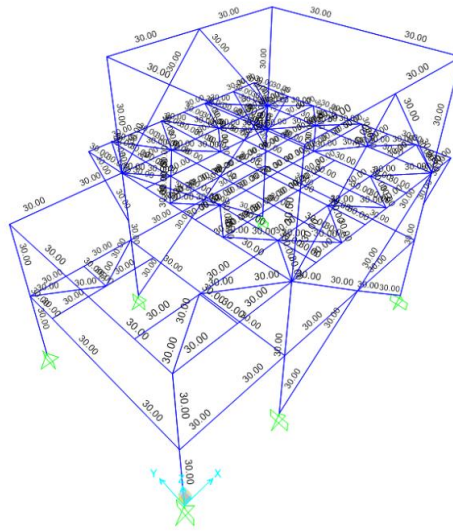
74

3.5.2.4 Carga de temperatura (T).

Se considerará un gradiente de temperatura de 30°C según las consideraciones de la norma E.020-Cargas, a continuación, se muestra la asignación de cargas al modelo:

Figura 76

Estructura de soporte de cajón – Cargas de temperatura [°C]



Nota: Elaboración propia.

Se desprecian los casos de carga asociados al efecto del viento y nieve debido a las características de la estructura, ya que es una estructura abierta y no cuenta con cobertura.

3.5.3 Cálculo de la superestructura

3.5.3.1 Verificación del porcentaje de masa participativa.

Se utilizará un análisis de la respuesta modal espectral de acuerdo con la norma E.030, se utilizará el método de combinación cuadrática completa (CQC).

En la siguiente tabla, se verificará que los modos de vibración de la estructura representen como mínimo el 90% de la masa total y con ello se obtendrán los periodos de vibración de la estructura en cada dirección.

Tabla 55*Soporte para cajón – Modos de vibración de la estructura*

Modo	Periodo (segundos)	Ux	Uy	Sum. Ux	Sum. Uy
1	0.997	0%	61%	0%	61%
9	0.199	83%	0%	83%	94%
12	0.177	8%	0%	92%	94%

Nota: Elaboración propia.**3.5.3.2 Verificación de la fuerza cortante basal.**

De acuerdo con la norma E.030, la fuerza cortante basal del edificio obtenida del análisis no podrá ser menor que el 80% del valor de la cortante basal obtenida mediante análisis estático para estructuras regulares, de lo contrario se aplicará un factor de escala, a continuación, se muestra la verificación.

Tabla 56*Soporte para cajón – Cortante basal*

Dirección	V. dinámico [kN]	P. estático (D+0.25L) [kN]	V. estático (ZUCS/R) *P [kN]	0.8*(V. estático) [kN]	Factor de escala
Dirección X-X	115.73	614.45	96.01	76.81	No requiere
Dirección Y-Y	62.38	614.45	38.52	30.81	No requiere

Nota: Elaboración propia.

Se trabajan con las fuerzas presentadas en la tabla anterior para el cálculo de las solicitaciones máximas sobre la estructura.

3.5.3.3 Evaluación de estados límites de servicio.

Todos los componentes estructurales serán sometidos a una comprobación de las condiciones de servicio. Para la verificación de desplazamientos se considera la acción de las fuerzas sísmicas sin escalar.

En cuanto a las deformaciones verticales, los elementos horizontales sometidos a flexión tendrán un nivel de rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente a la resistencia o el funcionamiento según el tipo de estructura. Las deformaciones por flexión no deberán exceder los siguientes valores según la norma E.020, Tabla 6:

Vigas de Piso L/240
(Flecha producida por la carga muerta y viva)

Tabla 57

Soporte para cajón – Comprobación de deformaciones

	Luz libre (L) (cm)	Flecha por carga muerta + viva Δz (cm)	Flecha admisible Δ_{adm} (cm)	Estado
Viga W16x40	550	1.85	2.29	Ok

Nota: Elaboración propia.

En cuanto a los desplazamientos laterales, al tratarse de estructuras sometidas a la acción sísmica, será necesario evaluar el nivel de desplazamientos relativos. Aplicando el criterio de la normativa peruana E.030, estos desplazamientos relativos obtenidos en el análisis sísmico deberán satisfacer los límites:

Tabla 58

Soporte para cajón – Desplazamientos sismo en X

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	$\Delta = \delta \text{ elástico} / H$	Δ inelástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-	-
Z1	430.00	0.128	0.001	0.001	Ok

Nota: Elaboración propia.

Tabla 59

Soporte para cajón – Desplazamientos sismo en Y

	H (cm)	δ elástico (cm) (SAP 2000)	$\Delta = \delta \text{ elástico} / H$	Δ inelástico	Estado $\Delta \leq 0.01$
Z0	0.000	0.000	-	-	-
Z1	430.00	1.58	0.003	0.01	Ok

Nota: Elaboración propia.

3.5.3.4 Verificación de la demanda/capacidad de los elementos.

El proceso general de cálculo aplicado en el análisis de la estructura es el establecido por la norma ASCE 7-10 y conocido como Método de los Estados Límites, que establece que la seguridad de la estructura en su conjunto o en cualquiera de sus partes, se garantiza comprobando que la sollicitación no supera

la respuesta última de las mismas. Este formato de seguridad se expresa sintéticamente mediante la siguiente desigualdad:

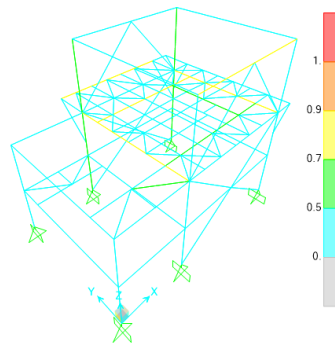
$$R_a \leq R_n/\Omega$$

Donde R_a representa la solicitación de cálculo aplicable en cada caso, y R_n/Ω la resistencia admisible.

En la siguiente figura se muestran los ratios demanda/capacidad de los elementos que componen la estructura, obtenidos del programa Sap2000, además se adjunta hoja de cálculo con la verificación específica de los perfiles más solicitados de acuerdo con el AISC 360-2016, ver Anexo.

Figura 77

Estructura de soporte de cajón – Ratios demanda/capacidad



Nota: Elaboración propia.

3.5.4 Cálculo de la subestructura

3.5.4.1 Cargas aplicadas.

Se realizó el diseño estructural del soporte según lo descrito en el ítem 3.1.3. de donde se obtuvieron las reacciones en los apoyos. A continuación, se muestran las cargas solicitantes para la cimentación más crítica.

Tabla 60

Soporte para cajón – Cargas aplicadas a la cimentación

Caso de carga	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN-m)
D	-11.75	-0.64	-143.43	-10.94
Lr	-5.75	-0.30	-65.37	-5.95
S	-29.79	-0.95	-50.49	-2.14
Wx	-9.28	-10.48	-22.33	-48.99
T	-22.36	11.01	-0.10	-14.74

Nota: Elaboración propia.

3.5.4.2 Estabilidad y presiones en el terreno.

Se verifica que los factores de seguridad al volteo y deslizamiento no sean menores a 1.50 para las condiciones estáticas y 1.20 para condiciones dinámicas, según la normativa y criterios de diseño del proyecto:

Tabla 61

Soporte para cajón – Estabilidad al volteo y deslizamiento

Condición analizada	Factor de seguridad		Verificación
	Volteo (FSV)	Deslizamiento (FSD)	
Estática	4.6	3.1	> 1.5 (Ok)
Dinámica	3.8	2.6	> 1.2 (Ok)

Nota: Elaboración propia.

Se verifica que los esfuerzos mínimos y máximos en el terreno a nivel del fondo de cimentación sean menores que la capacidad portante según los estudios de mecánica de suelos (156 kPa para condiciones estáticas y 203 kPa para condiciones dinámicas):

Tabla 62

Soporte para cajón – Presiones en el terreno

Condición analizada	Esfuerzos (kPa)		Verificación
	Mínimo	Máximo	
Estática	20.5	97.3	< 156 kPa (Ok)
Dinámica	11.6	109.7	< 203 kPa (Ok)

Nota: Elaboración propia.

3.5.4.3 Verificación y diseño por fuerza cortante y momento flector.

Se verifica que las máximas solicitaciones por fuerza cortante en el pedestal y cimentación sean menores a la capacidad del concreto, de esta manera no requeriría refuerzo adicional por cortante.

Tabla 63

Soporte para cajón – Verificación por fuerza cortante

Elemento	Fuerza cortante (kN)		Verificación
	Última	Resistente	
Cimentación	151.3	339.2	(Ok)
Pedestal	57.5	254.4	(Ok)

Nota: Elaboración propia.

Se calcula el acero de refuerzo requerido por flexión y el mínimo requerido por contracción y temperatura, se toma según las cuantías de la tabla 7.12.2.1 del ACI 350, para acero grado 60. A continuación se muestra la distribución del acero de refuerzo según el diseño:

Tabla 64

Soporte para cajón – Refuerzo de cimentación y pedestal

Cimentación	
Longitudinal	#5 @ 200
Transversal	#5 @ 200
Pedestal	
Vertical	4 # 6 + 10 # 5
Transversal	Estribos #3: 1@50, resto @100

Nota: Elaboración propia.

Conclusiones

1. Se concluye que las estructuras diseñadas cumplen con las derivas máximas permisibles debido a cargas de sismo y viento requeridos por la N.T.P. E.030 ($\Delta \leq 0.010$), obteniéndose las derivas máximas por sismo para la planta de ácidos y soportes de cajón y las máximas por viento para el almacén de reactivos.

Estructura	Sismo		Viento	
	ΔX	ΔY	ΔX	ΔY
Almacén de Reactivos	0.009	0.009	0.007	0.009
Planta de Lechada de Cal	0.005	0.006	0.004	0.006
Planta de Floculante	0.008	0.005	0.003	0.002
Planta de Ácidos	0.001	0.010	0.001	0.002
Soporte de Cajón	0.001	0.010		

Del mismo modo se verificaron las flechas máximas en las vigas de acuerdo con lo establecido por la N.T.P. E.020 (L/240 para pisos y L/360 para techos), obteniéndose las mayores deflexiones en las vigas de soporte de cajón.

Estructura	Δz (cm)	Δ_{adm} (cm)
Almacén de Reactivos (W8x24, L=780cm)	0.57	2.16
Planta de Lechada de Cal (W10x33, L=510cm)	0.32	0.64
Planta de Floculante (WT6x13, L=510cm)	0.07	0.64
Planta de Ácidos (W8x24, L=670cm)	0.26	1.86
Soporte de Cajón (W16x40, L=550cm)	1.85	2.29

2. Se concluye que los elementos estructurales tales como columnas, vigas y arriostres cumplen con las demandas por carga axial, cortante y flexión, según sea el caso, obteniéndose en todos los casos ratios de demanda/capacidad (D/C) menores a uno, tal como se muestra a continuación para los elementos más solicitados.

Estructura	Ratios D/C		
	Columnas	Vigas	Arriostres
Almacén de Reactivos	0.68	0.58	0.65
Planta de Lechada de Cal	0.58	0.61	0.57
Planta de Floculante	0.42	0.55	0.65
Planta de Ácidos	0.23	0.32	0.31
Soporte de Cajón	0.53	0.88	0.70

3. Se concluye que las cimentaciones de las estructuras son estables al volteo y deslizamiento, obteniéndose factores de seguridad mayores a 1.50 frente a cargas estáticas y mayores a 1.20 frente a cargas dinámicas, además se verificaron que las presiones máximas en el terreno no excedan la capacidad portante del suelo de fundación (156 kPa), tal como se muestra a continuación.

Estructura	Facto de Seguridad		Presiones KPa
	Volteo	Deslizamiento	
Almacén de Reactivos	6.5	9.4	74.0
Planta de Lechada de Cal	6.8	8.5	78.9
Planta de Floculante	4.5	7.1	90.5
Planta de Ácidos	3.4	6.1	104.9
Soporte de Cajón	3.8	2.6	109.7

4. Se concluye que la capacidad por fuerza cortante del concreto de las cimentaciones y pedestales es la suficiente para contrarrestar las solicitaciones máximas, además se diseñó el acero de refuerzo requerido por flexión.

5. Finalmente se concluye que las estructuras diseñadas cumplen con los requerimientos por deformaciones y resistencia a los esfuerzos generados por las cargas de diseño tales como, carga muerta, viva, sismo, viento y nieve, según sea el caso.

Recomendaciones

1. Para el diseño de este tipo de estructuras que albergan sistemas de operación, se recomienda tener toda la información necesaria en cuanto a los planos de arreglos mecánicos, tuberías y eléctricos, así como las características físicas de los equipos y elementos que incluyen estos sistemas, ya que definirán los espacios y las cargas solicitantes para la estructura.

2. Se recomienda una constante coordinación multidisciplinaria para obtener la información actualizada y definitiva para el diseño, de esta manera podremos plantear un modelo estructural que se ajuste a las condiciones reales operación del sistema.

3. Se recomienda el empleo de software de modelamiento estructural como el SAP 2000, puesto que agiliza la obtención y verificación de las deformaciones y esfuerzos en los elementos estructurales como vigas, columnas y arriostres, de tal manera que cumplan con los requerimientos de la normativa y códigos de diseño.

4. En caso de que en el futuro se realicen modificaciones o ampliaciones de los sistemas de operación albergados en las estructuras diseñadas, se recomienda realizar un nuevo análisis y verificación del diseño estructural, ya que debido al nuevo equipamiento se podrían redistribuir o incrementar las cargas de diseño.

Referencias bibliográficas

- American National Standards Institute, American Institute of Steel Construction
ANSI-AISC 360 (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*.
- American Society of Civil Engineers ASCE-SEI 7 (2022). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.
- McCormac, J. y Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto reforzado*. Alfaomega Grupo Editor.
- McCormac J. y Csernak S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Alfaomega Grupo Editor.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2006). *Norma Técnica de Edificaciones (NTE E.020) – Cargas*.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificaciones (NTE E.030) – Diseño Sismorresistente*.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificaciones (NTE E.050) – Suelos y Cimentaciones*.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2009). *Norma Técnica de Edificaciones (NTE E.060) – Concreto Armado*.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2006). *Norma Técnica de Edificaciones (NTE E.090) – Estructuras Metálicas*.

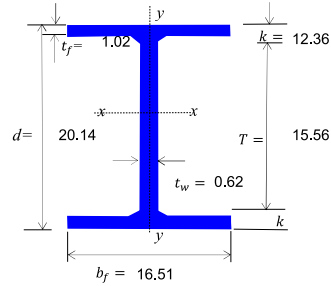
Anexos

Anexo 1: Verificación de columna de almacén de reactivos.....	1
Anexo 2: Verificación de viga de almacén de reactivos.....	3
Anexo 3: Diseño de placa base de almacén de reactivos.....	4
Anexo 4: Diseño de cimentación de almacén de reactivos	7
Anexo 5: Verificación de columna de planta de lechada de cal.....	8
Anexo 6: Verificación de viga de planta de lechada de cal	10
Anexo 7: Diseño de plancha base de planta de lechada de cal	11
Anexo 8: Diseño de cimentación de planta de lechada de cal	14
Anexo 9: Verificación de columna de planta de floculante.....	15
Anexo 10: Verificación de viga de planta de floculante	17
Anexo 11: Diseño de plancha base de planta de floculante	18
Anexo 12: Diseño de cimentación de planta de floculante	21
Anexo 13: Verificación de columna de planta de ácidos y compresores.....	22
Anexo 14: Verificación de viga de planta de ácidos y compresores	24
Anexo 15: Diseño de plancha base de planta de ácidos y compresores	25
Anexo 16: Diseño de cimentación de planta de ácidos y compresores	28
Anexo 17: Verificación de columna de soporte para cajón.....	29
Anexo 18: Verificación de viga de soporte para cajón	31
Anexo 19: Diseño de plancha base de soporte para cajón	32
Anexo 20: Diseño de cimentación de soporte para cajón	35
Anexo 21: Planos de detalle.....	36

Anexo 1: Verificación de columna de almacén de reactivos

I. Datos de Entrada

Perfil de Selección de columna		W8X24	
Carga axial a compresión de diseño	Pu =	3.68	Ton
Momento Último de diseño en el eje X	Mux =	2.33	Ton-m
Momento Último de diseño en el eje Y	Muy =	0.84	Ton-m
Condición de apoyo en la base		Articulado	
Desplazamiento lateral impedido en el eje X-X?		No	
Desplazamiento lateral impedido en el eje Y-Y?		No	
Longitud libre de la columna X	Lx =	7.30	m
Longitud libre de la columna Y	Ly =	5.30	m
Tipo de Acero		A-36	
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy =	2531.1	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del Acero	Es =	2039432	kg/cm ²
Módulo de cortante elástico de fluencia	G =	787221	kg/cm ²



II. Propiedades Geométricas de la Columna

Peralte de la Columna	d =	20.14	cm	Módulo de alabeo	Cw =	69550.789	cm ⁶
Longitud Libre del Alma h =	T =	15.56	cm	Módulo de torsión	J =	14.4016	cm ⁴
Ancho del Patín	bf =	16.51	cm	Módulo de Plástico en X	Zx =	378.541	cm ³
Espesor del Patín	tf =	1.02	cm	Módulo de Plástico en Y	Zy =	140.437	cm ³
Espesor del Alma	tw =	0.62	cm	Módulo elástico en X	Sx =	342.49	cm ³
Dist. Entre centros de patín	ho =	19.13	cm	Módulo elástico en Y	Sy =	92.2592	cm ³
Inercia en X	Ixx =	3442	cm ⁴	Radio de giro efectivo rst =	rt =	4.6228	cm
Inercia en Y	Iyy =	762	cm ⁴	Radio de giro en X	rx =	8.6868	cm
Área global	Ag =	45.68	cm ²	Radio de giro en Y	ry =	4.0894	cm
Peso propio	Pp =	35.72	kg/m				

III. Datos de Salida

Coefficiente de rigidez relativa en Ax,		Gax =	10
Coefficiente de rigidez relativa en Ay,		Gay =	10
Coefficiente de rigidez relativa en Bx,		Gbx =	2.17333
Coefficiente de rigidez relativa en By,		Gby =	0.52294
Para pórticos no arriostrados		Para pórticos arriostrados	
$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$		$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28}$	
Coefficiente de longitud efectiva en X		Kx =	2.15031
Coefficiente de longitud efectiva en Y		Ky =	1.79328
Coefficiente de esbeltez en X	$\lambda_x = K_x L_x / r_x$	$\lambda_x =$	180.703
Coefficiente de esbeltez en Y	$\lambda_y = K_y L_y / r_y$	$\lambda_y =$	232.415
Coefficiente de esbeltez máximo	$\lambda_{max} = \max(\lambda_x, \lambda_y)$	$\lambda_{max} =$	232.415

IV. Análisis de Esbeltez Local

4.1. Pandeo Local en el Patín Qs:

$Q_s = 1.0$	$Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$	$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2}$	
λ_p	λ_r		
Esbeltez de límite inferior en el patín	$\lambda_p = 0.56 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda p =$	15.90
Esbeltez de límite superior en el patín	$\lambda_r = 1.03 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda r =$	29.24
Esbeltez en el patín	$\lambda = b_f / (2t_f)$	$\lambda =$	8.13
Factor de reducción por pandeo del patín		$Q_s =$	1

4.2. Pandeo Local en el Alma Qa:

$Q_a = 1.0$	$Q_a = \frac{A_e}{A}$	$A_e = A - \Sigma(b - b_e)t$	$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f} \left(1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right)} \leq b$
λ_p			$f = F_{cr} \text{ calculado con base en } Q = 1.0$
Esbeltez de límite en el alma	$\lambda_p = 1.49 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	42.30
Esbeltez en el alma	$\lambda = T / (tw)$	$\lambda =$	25.00 Zona 1
$F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_y} \right] F_y$	$F_{cr} = 0.877 F_e$	λ_{max}	
Esfuerzo de pandeo crítico elástico-Esf. Euler	$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$		
Esfuerzo de pandeo crítico por flexión (kg/cm ²)			
Ancho efectivo			
Área efectiva			
Factor de reducción por pandeo del alma		$Q_a =$	1
Factor de reducción total por pandeo en alma	$Q = Q_s * Q_a$	$Q =$	1

V. Resistencia por pandeo flexional

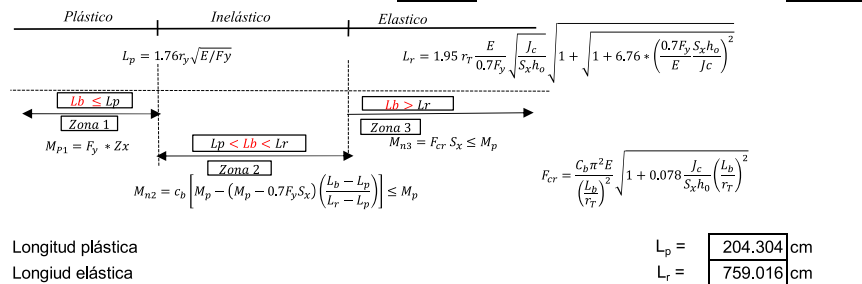
Esbeltez límite	$4.71\sqrt{E/(F_y + Q)}$	$\lambda_{lim} =$	133.698
Esfuerzo crítico de Euler $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$	$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y + Q}{F_y}\right] F_y + Q$	$F_e =$	372.634 kg/cm ²
Esfuerzo crítico de la columna	$F_{cr} = 0.877 F_e$	$F_{cr} =$	326.8 kg/cm ²
Resistencia por pandeo flexional	$\phi R_n = \phi F_{cr} * A_g$	$\phi R_n =$	13434.61 kg
$\phi R_n =$	13.43 Ton	$P_u =$	3.68 Ton
			¡Cumple! ✓ 27%

VI. Resistencia por pandeo flexotorsional

Rango límite entre elástico-Inelástico	$0.44 * Q * F_y$		1114 kg/cm ²
Esfuerzo crítico de Euler	$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$	$F_e =$	3321.71 kg/cm ²
Esfuerzo crítico de la columna		$F_{cr} =$	1839.9 kg/cm ²
Resistencia por pandeo flexotorsional	$\phi R_n = \phi F_{cr} * A_g$	$\phi R_n =$	75637.56 kg
$\phi R_n =$	75.64 Ton	$P_u =$	3.68 Ton
			¡Cumple! ✓ 5%

VII. Resistencia a momento por flexocompresión

7.1. Resistencia a momento en X: Donde: $C_b =$ 1.00 y Donde: $\phi_b =$ 0.9



Resistencia a flexión en X (Ton-m)	$M_n =$	6.25	Zona 2
$\phi M_n =$	5.63 Ton-m	$\mu_u =$	2.33 Ton-m
			¡Cumple! ✓ 41%

7.2. Resistencia a momento en Y:

Longitud plástica	$L_p = 1.76 r_{yx} \sqrt{E/F_y}$	$L_p =$	433.987 cm
Resistencia a flexión en Y (Ton-m)	$M_p = F_y * Z_y$	$M_p =$	3.55454 Ton-m
$\phi M_n =$	3.20 Ton-m	$\mu_u =$	0.84 Ton-m
			¡Cumple! ✓ 26%

7.3. Ecuación de interacción:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

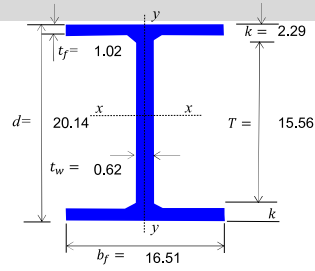
$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2 \phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Relación de resistencia axial	$P_u / \phi P_n =$	0.27
Chequeo de combinación de esfuerzos	$1.0 >$	0.875
		¡Cumple! ✓ 88%

Anexo 2: Verificación de viga de almacén de reactivos

I. Datos de Entrada

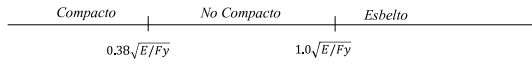
Tipo de viga		W8X24	
Momento último de diseño	Mu =	2.39	Ton-m
Cortante último de diseño	Vu =	1.66	Ton
Deflexión calculada	Δ_{Elast} =	1.84	cm
Longitud de la viga	L =	3.93	m
Longitud de trabajo libre de arriostamiento	L _b =	3.93	m
Tipo de acero		A-36	
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy =	2531.1	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del Acero	Es =	2039432	kg/cm ²
Tiene regidizadores ?		No	



II. Propiedades Geométricas de la Viga

Peralte de la Viga	d =	20.14	cm	Módulo de alabeo	Cw =	69551	cm ⁶
Longitud Libre del Alma	T =	15.56	cm	Módulo de torsión	J =	14	cm ⁴
Ancho del Patín	bf =	16.51	cm	Módulo de Plástico	Z _x =	378.54	cm ³
Espesor del Patín	tf =	1.02	cm	Módulo elástico	S _x =	342.49	cm ³
Espesor del Alma	tw =	0.62	cm	Radio de giro efectivo	r _r =	4.62	cm
Inercia en X	I _{xx} =	3442	cm ⁴	Radio de giro en Y	r _y =	4.09	cm
Inercia en Y	I _{yy} =	762	cm ⁴	Dist. Entre centros de patin	h _o =	19.13	cm

III. Esbeltez local



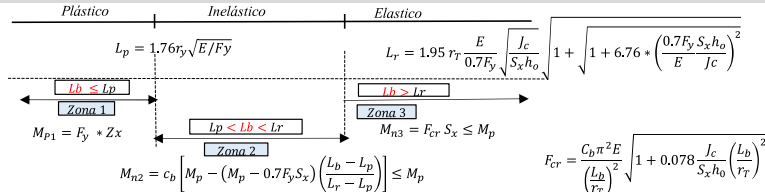
3.1. Revisión del pandeo local en los patines

Límite Inferior de esbeltez en el patín	$\lambda_p = 0.38\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	10.7867
Límite Superior de esbeltez en el patín	$\lambda_r = 1.0\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	28.386
Límite de esbeltez en el Patín	$\lambda = b_f / (2t_f)$	$\lambda =$	8.125 Compacto

3.2. Revisión del pandeo local en el alma

Límite Inferior de esbeltez en el Alma	$\lambda_p = 3.76\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	106.731
Límite Superior de esbeltez en el Alma	$\lambda_r = 5.70\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	161.8
Límite de esbeltez en el Alma	$\lambda = T / (t_w)$	$\lambda =$	25 Compacto

IV. Resistencia a flexión



Factor de modificación de pandeo lateral

Longitud plástica

Longitud Elástica

Donde:

Donde:

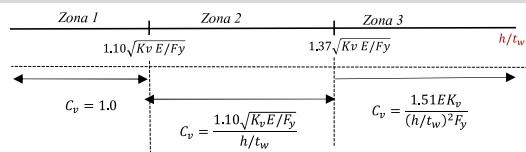
Momento Resistencia a flexión, Ton-m

$\phi M_n = 7.54743$ Ton-m > Mu = 2.39 Ton-m

C _b =	1.00
L _p =	204.3 cm
L _r =	759.0 cm
L _b =	393.0 cm
ϕ_b =	0.9
Mn2 =	8.38604 Zona 2

¡Cumple! 32%

V. Resistencia a cortante



Coefficiente de pandeo de placa

Límite inferior

Límite superior

Coefficiente Cv

Área de Cortante

Resistencia a Cortante

$\phi V_n = 17.1317$ Ton > Vu = 1.66 Ton

Kv =	5
h/t _w =	25.00
$1.10\sqrt{K_v E / F_y} =$	69.82
$1.37\sqrt{K_v E / F_y} =$	86.96

Cv =	1 Zona 1
Aw =	12.5345 cm ²
ϕ_c =	0.9
Vn =	19035.3 Kg

¡Cumple! 10%

VI. Análisis de deflexión:

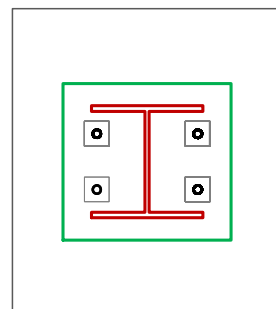
Deflexión permitida	L/180	$\Delta_{lim} =$	2.18 cm
$\Delta_{lim} =$	2.18 cm	>	$\Delta_{Elast} = 1.84$ cm

¡Cumple! 84%

Anexo 3: Diseño de placa base de almacén de reactivos

I. Datos de Entrada

Perfil de Selección de columna	W8X24	
Carga axial última de diseño	Pu = 3.68	Ton
Momento Último de diseño	Mu = 0.00	Ton-m
Cortante Último de diseño	Vu = 0.78	Ton
Tipo de Acero de la placa base	A-36	
Capacidad a compresión del concreto	F'c = 280	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy = 2531.1	kg/cm ²
Tipo de acero del perno de anclaje	A307	
Dímetro de perno	$\phi_{perno} = d_a = 3/4$	" Pulg
Número de pernos a tensión en X	N°p = 2	Pernos
Número de filas pernos en Y	N°fp = 2	Pernos
Profundidad propuesta de anclaje	hef = 37	cm
Lado de arandela cuadrada de platina	L _{ar} = 5	cm



4 Pernos de 3/4 ", Arandelas de 5cm x 5cm

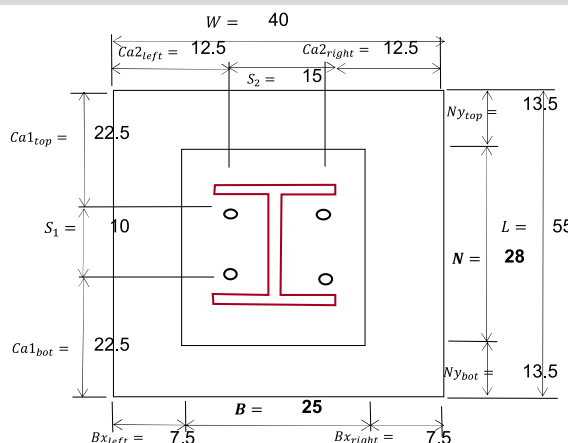
II. Datos Geométricos de la Placa Base

Peralte de la Columna	d = 20.1422	cm
Ancho del Patín	b _f = 16.51	cm
Espesor del Patín	t _f = 1.016	cm
Espesor del Alma	t _w = 0.6223	cm
Dimensión N de la placa	N = 28	cm
Dimensión B de la placa	B = 25	cm
Área de placa base	A ₁ = 700	cm ²

37.94 min
34.31 min

III. Datos Geométricos pedestal de concreto

Profundidad a compresión	ha = 37	cm
Separación pernos en Y	S1 = 10	cm
Separación pernos en X	S2 = 15	cm
Distancia NY, Arriba	NY _{top} = 13.5	cm
Distancia NY, Abajo	NY _{bot} = 13.5	cm
Distancia BX, Izquierda	BX _{left} = 7.5	cm
Distancia BX, Derecha	BX _{right} = 7.5	cm
Dimensión L Pedestal	L = 55	cm
Dimensión W Pedestal	W = 40	cm
Área máxima de concreto "pedestal"	A ₂ = 2200	cm ²
Distancia Perno al borde, Arriba	Ca1 _{top} = 22.5	cm
Distancia Perno al borde, Abajo	Ca1 _{bot} = 22.5	cm
Distancia Perno al borde, Izquierda	Ca2 _{left} = 12.5	cm
Distancia Perno al borde, Derecha	Ca2 _{right} = 12.5	cm



IV. Determinación excentricidades

Excentricidad de la carga	$e = M_u / P_u$	e = 0	cm
Capacidad de compresión	$f_p(máx) = \phi_c * 0.85 * F'_c \sqrt{A_2 / A_1}$	f _{p(máx)} = 274.254	kg/cm ²
Presión aplicada distribuida	$q_{máx} = f_p(máx) * B$	q _{máx} = 6856.34	kg/cm
Excentricidad crítica	$e_{crit} = (N/2) - P_u / (2 * q_{máx})$	e _{crit} = 13.73	cm
Capacidad a compresión actuante	$f_p = P_u / (B * Y)$	f _p = 5.25714	kg/cm ²

e < e_{crit}. Entonces el momento es de magnitud pequeña

V. Determinación de longitud de soporte y tensión en los pernos

Distancia del perno al borde de placa	a = N/2 - S ₁ /2	a = 9.00	cm
Longitud f	f = S ₁ /2	f = 5.00	cm
Primer término de la raíz		a ₁ = 361.00	cm ²
Segundo término de la raíz		a ₂ = 5.37	cm ²

a₁ > a₂ ✓

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{máx}}}$$

$$Y = N - 2e$$

Longitud de soporte	Y = 28.00	cm
q _{máx} = 6856.3 kg/cm	>	q = 131.4 kg/cm

¡Cumple! ✓ 2%

Tensión última $T_u = (q_{\max} * Y) - P_u$ $T_u = 0$ $T_u =$ Ton

VI. Determinación del espesor requerido

Longitud de voladizo en m $m = (N - 0.95d)/2$ $m =$ cm
 Longitud de voladizo en n $n = (B - 0.8b_f)/2$ $n =$ cm
 Máxima longitud de voladizo $\max(m;n) =$ cm

$$\text{Para } Y < m: t_{req} = 2.11 * \sqrt{(f_p * Y(m - Y/2)/f_y)}$$

$$\text{Para } Y \geq m: t_{req} = 1.5 * m * \sqrt{(f_p/f_y)}$$

Espesor en la fase de compresión $t_{p1} =$ cm
 Longitud de tensión $X = (N/2) - (d/2) - a$ ó " " $X =$ cm
 Espesor en la fase de tensión $t_{req} = 2.11 * \sqrt{\frac{T_u X}{B F_y}}$ ó " " $t_{p2} =$ cm
 Espesor requerido de platina $T_p =$ mm
 Pulg

VII. Determinación resistencia a tensión del perno

Tensión aplicada en el perno $T_r = T_u/(N * p)$ ó " 1" $T_r =$ Ton
 Área de un perno $A_r =$ cm²
 Límite de tensión de un perno $F_u =$ kg/cm²
 Resistencia del perno a tensión $\phi R_n = \phi * 0.75 * F_u * A_r$ $\phi R_n =$ Ton
 Verificación de resistencia:
 $\phi R_n =$ 7.89 Ton $>$ $T_r =$ 1.00 Ton ¡Cumple! ☒ 13%

VIII. Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto

Distancia Perno al borde, Arriba $Ca1 =$ cm
 Distancia Perno al borde, Izquierda $Ca2_{left} =$ cm
 Distancia Perno al borde, Derecha $Ca2_{right} =$ cm
 Distancia entre pernos en X $S_2 =$ cm
 Máximo efecto de distancia desgarramiento $1.5 * h_{ef} =$ cm

8.1. Cono de ruptura local de un perno

Cono de ruptura global

$$A_{NCo} = 9 * h_{ef}^2$$

$$A_{NC} = (Ca1 + 1.5 * h_{ef})(Ca2_{left} + S_2 + Ca2_{right}) \leq N * p * 9 * h_{ef}^2$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}}$$

$A_{NCo} =$ m²
 $A_{NC} =$ m²
 $e'_N =$
 $\psi_{ec,N} =$
 $Ca_{min} =$ cm

Distancia mínima al borde del concreto

$$\psi_{ed,N} = 1.0 \text{ Si } C_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,min}}{1.5h_{ef}} \text{ Si } C_{a,min} < 1.5h_{ef}$$

El factor $\psi_{c,N}$ se tomara para: Anclaje preinstalado

Coefficiente de resistencia al arrancamiento

$$N_{b1} = K_c \lambda_a \sqrt{f_c} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{b2} = 3.9 \lambda_a \sqrt{f_c} * h_{ef}^{5/3}$$

$$N_b = \min(N_{b1}; N_{b2})$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCo}} \psi_{ec,N} * \psi_{ed,N} * \psi_{c,N} * \psi_{cp,N} * N_b$$

$\psi_{ed,N} =$
 $\psi_{c,N} =$
 $\psi_{cp,N} =$
 $K_c =$
 $N_{b1} =$ Ton
 $N_{b2} =$ Ton
 $N_b =$ Ton
 $N_{cbg} =$ Ton

Resistencia al desgarramiento del hormigón,

$$\phi R_n = \phi N_{cbg} =$$

Verificación:

$\phi R_n =$ 4.89 Ton $>$ $T_u =$ 0.00 Ton ¡Cumple! ☒ 0%

IX. Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto de un perno (ACI318-19):

Área de la arandela $A_{brg} = L_{ar}^2$ $A_{brg} =$ cm²
 Resistencia al desprendimiento del perno $N_p = 8 * A_{brg} * f'_c$ $N_p =$ Ton
 $\psi_{cp,N} =$
 Resistencia nominal al desprendimiento $N_{pn} = \psi_{cp,N} * N_p =$ $N_{pn} =$ Ton
 $\phi R_n = \phi N_{pn} =$ Ton

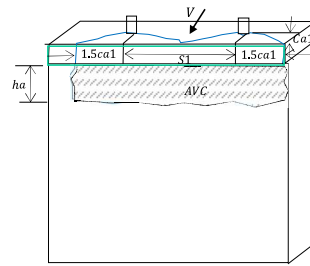
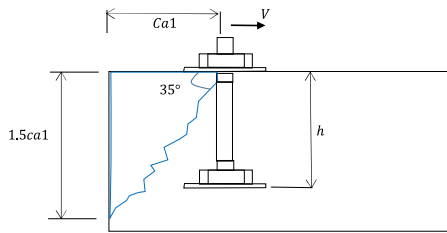
Verificación:

$\phi R_n =$ 42.00 Ton $>$ $T_r =$ 1.00 Ton ¡Cumple! ☒ 2%

X. Resistencia de los pernos a cortante (ACI318-19):

Resistencia a cortante de un perno $V_{sa} = \phi * A_r * F_u$ $V_{sa} =$ Ton

XI. Resistencia nominal a la ruptura del concreto por cortante en el perno (ACI318-19):



Proyección de área de falla a cortante

$$A_{vc} = [2(1.5C_{a1}) + S_1]h_a$$

$$A_{VCO} = 4.5(C_{a1})^2$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_V}{3h_{ef}}}$$

$$\psi_{ed,V} = 1.0 \quad \text{Si } C_{a,2} \geq 1.5C_{a1}$$

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,2}}{1.5C_{a1}} \quad \text{Si } C_{a,2} < 1.5C_{a1}$$

Factor para anclajes en concreto fisurado

$$\psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5C_{a1}}{h_a}} \leq 1.0$$

Profundidad efectiva del anclaje por cortante $l_e = \min(8 * \text{Øperno}; h_{ef})$

$$V_{b1} = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$$V_{b2} = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

Resistencia básica por arrancamiento del contante

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{VCO}} \psi_{ecV} * \psi_{edV} * \psi_{cV} * \psi_{hV} * V_b$$

$$A_{vc} = 0.1295 \text{ m}^2$$

$$A_{VCO} = 0.23 \text{ m}^2$$

$$e'_V = 1.00$$

$$\psi_{ec,V} = 1.00$$

$$\psi_{ed,V} = 0.81111$$

$$\psi_{c,V} = 1.00$$

$$\psi_{h,V} = 1.00$$

$$l_e = 15.24 \text{ cm}$$

$$V_{b1} = 2.242 \text{ Ton}$$

$$V_{b2} = 6.608 \text{ Ton}$$

$$V_b = 2.242 \text{ Ton}$$

$$V_{cb} = 1.03 \text{ Ton}$$

XII. Resistencia al desprendimiento del concreto por cortante en el perno (ACI318-19):

Factor de modificación (hef < 2.5*Øperno); Si Kc=1 ; No Kc=2

$$K_{cp} = 2$$

Resistencia nominal $V_{cp} = K_{cp} * N_{cp}$

$$V_{cp} = 13.03 \text{ Ton}$$

XIII. Capacidad de cortante en la base:

Máxima capacidad a cortante en la base $\phi V_n = \phi * \min(V_{sa}; V_{cb}; V_{cp})$

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton}$$

Carga a cortante aplicada

$$V_u/2 = 0.39$$

Verificación:

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton} > V_u/2 = 0.39 \text{ Ton} \quad \text{¡Cumple!} \quad 50\%$$

XIV. Interacción de cortante y tensión:

$$\left[\left(\frac{P_{uT}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] \leq 1.0$$

$$\phi R_n = 4.886 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton}$$

Máximo caso de tensión: Considerando la tensión aplicado en todo los pernos

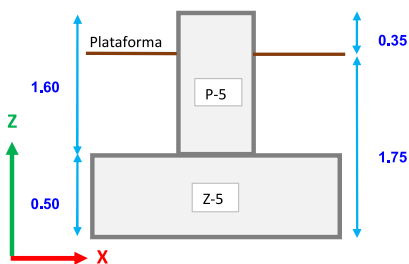
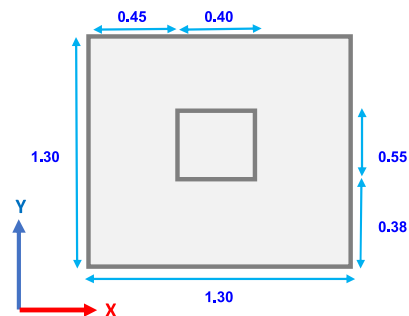
$$\left[\left(\frac{P_{uT}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.318 < 1.0 \quad \text{¡Cumple!} \quad 32\%$$

Máximo caso de cortante: Considerando la tensión aplicado en un solo perno, menos tensión más cortante

$$\left[\left(\frac{P_{uTr}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.389 < 1.0 \quad \text{¡Cumple!} \quad 39\%$$

Anexo 4: Diseño de cimentación de almacén de reactivos

f_c =	280	kg/cm2
Recubrimiento Zapata =	0.07	m
Recubrimiento Pedestal =	0.05	m
Densidad Relleno =	2.00	t/m3
Q adm =	16.00	t/m2
u =	0.45	
Peso Relleno =	3.68	t
Peso Zapata =	2.03	t
Peso Pedestal =	0.84	t



Condición Analizada	Esfuerzos (kPa)	
	σ mínimo	σ máximo
Estática	44.17	59.35
Dinámica	26.93	74.04

OK

OK

Condición Analizada	Factor de Seguridad			
	Volteo "X"	Desliz. "X"	Volteo "Y"	Desliz. "Y"
Estática	749.71	1089.96	20.50	29.81
Dinámica	16.80	24.43	6.45	9.38

FS = 1.5

FS = 1.2

OK

OK

OK

OK

Elemento	Fuerza cortante (kN/m)	
	Última	Resistente
Cimentación (e=0.50m)	59.32	273.96
Pedestal (ancho mínimo=0.50m)	6.48	221.78

OK

OK

ZAPATA		Acero de refuerzo	
Mu "X" (T.m)	7.72	kN-m	0.51 cm2
Vu "X" (T)	34.32	kN	
Mu "Y" (T.m)	6.42	kN-m	0.43 cm2
Vu "Y" (T)	59.32	kN	
PEDESTAL			
Mu "X" (T.m)	3.92	kN-m	0.26 cm2
Vu "X" (T)	2.45	kN	
Mu "Y" (T.m)	10.37	kN-m	0.69 cm2
Vu "Y" (T)	6.48	kN	

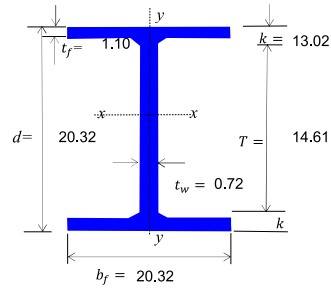
0.1 $f_c A_g$ =	604.09	kN
PU =	119.16	kN

OK

Anexo 5: Verificación de columna de planta de lechada de cal

I. Datos de Entrada

Perfil de Selección de columna		W8X31	
Carga axial a compresión de diseño	Pu =	6.40	Ton
Momento Último de diseño en el eje X	Mux =	1.60	Ton-m
Momento Último de diseño en el eje Y	Muy =	0.09	Ton-m
Condición de apoyo en la base		Articulado	
Desplazamiento lateral impedido en el eje X-X?		No	
Desplazamiento lateral impedido en el eje Y-Y?		No	
Longitud libre de la columna X	Lx =	8.00	m
Longitud libre de la columna Y	Ly =	4.10	m
Tipo de Acero		A-36	
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy =	2531.1	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del Acero	Es =	2039432	kg/cm ²
Módulo de cortante elástico de fluencia	G =	787221	kg/cm ²



II. Propiedades Geométricas de la Columna

Peralte de la Columna	d =	20.32	cm	Módulo de alabeo	Cw =	142324.01	cm ⁶
Longitud Libre del Alma h =	T =	14.61	cm	Módulo de torsión	J =	22.31	cm ⁴
Ancho del Patín	bf =	20.32	cm	Módulo de Plástico en X	Zx =	498.167	cm ³
Espesor del Patín	tf =	1.10	cm	Módulo de Plástico en Y	Zy =	231.058	cm ³
Espesor del Alma	tw =	0.72	cm	Módulo elástico en X	Sx =	450.644	cm ³
Dist. Entre centros de patín	ho =	19.22	cm	Módulo elástico en Y	Sy =	151.908	cm ³
Inercia en X	Ixx =	4579	cm ⁴	Radio de giro efectivo rst =	rt =	5.7404	cm
Inercia en Y	Iyy =	1544	cm ⁴	Radio de giro en X	rx =	8.8138	cm
Área global	Ag =	58.84	cm ²	Radio de giro en Y	ry =	5.1308	cm
Peso propio	Pp =	46.13	kg/m				

III. Datos de Salida

Coefficiente de rigidez relativa en Ax,		Gax =	10
Coefficiente de rigidez relativa en Ay,		Gay =	10
Coefficiente de rigidez relativa en Bx,		Gbx =	2.2809
Coefficiente de rigidez relativa en By,		Gby =	0.77155
Para pórticos no arriostrados		Para pórticos arriostrados	
$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$		$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28}$	
Coefficiente de longitud efectiva en X		Kx =	2.16967
Coefficiente de longitud efectiva en Y		Ky =	1.85586
Coefficiente de esbeltez en X	$\lambda_x = K_x L_x / r_x$	$\lambda_x =$	196.934
Coefficiente de esbeltez en Y	$\lambda_y = K_y L_y / r_y$	$\lambda_y =$	148.301
Coefficiente de esbeltez máximo	$\lambda_{max} = \max(\lambda_x, \lambda_y)$	$\lambda_{max} =$	196.934

IV. Análisis de Esbeltez Local

4.1. Pandeo Local en el Patín Qs:

$Q_s = 1.0$	$Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$	$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2}$	
λ_p	λ_r		
Esbeltez de límite inferior en el patín	$\lambda_p = 0.56 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	15.90
Esbeltez de límite superior en el patín	$\lambda_r = 1.03 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	29.24
Esbeltez en el patín	$\lambda = b_f / (2t_f)$	$\lambda =$	9.20
Factor de reducción por pandeo del patín		$Q_s =$	1

4.2. Pandeo Local en el Alma Qa:

$Q_a = 1.0$	$Q_a = \frac{A_e}{A}$	$A_e = A - \Sigma(b - b_e)t$	$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f} \left(1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right)} \leq b$
λ_p			$f = F_{cr} \text{ calculado con base en } Q = 1.0$
Esbeltez de límite en el alma	$\lambda_p = 1.49 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	42.30
Esbeltez en el alma	$\lambda = T / (tw)$	$\lambda =$	20.18 Zona 1
$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{E} \right] F_y$	$F_{cr} = 0.877 F_e$	λ_{max}	
Esfuerzo de pandeo crítico elástico-Esf. Euler	$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$		
Esfuerzo de pandeo crítico por flexión (kg/cm ²)			
Ancho efectivo			
Área efectiva			
Factor de reducción por pandeo del alma		$Q_a =$	1
Factor de reducción total por pandeo en alma	$Q = Q_s * Q_a$	$Q =$	1

V. Resistencia por pandeo flexional

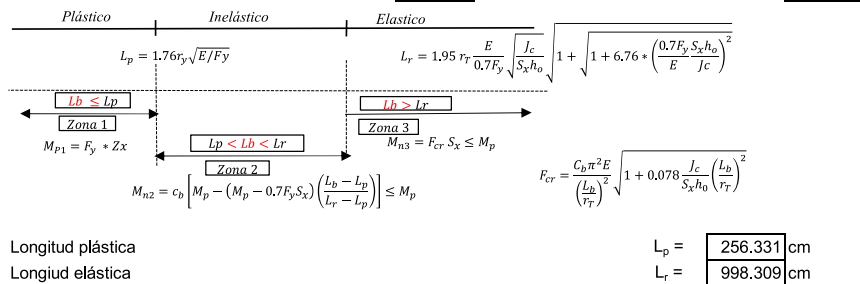
Esbeltez límite	$4.71\sqrt{E/(F_y + Q)}$	$\lambda_{lim} =$	133.698
Esfuerzo crítico de Euler $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$	$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y + Q}{F_y}\right] F_y + Q$	$F_e =$	519.001 kg/cm ²
Esfuerzo crítico de la columna	$F_{cr} = 0.877 F_e$	$F_{cr} =$	455.164 kg/cm ²
Resistencia por pandeo flexional	$\phi R_n = \phi F_{cr} * A_g$	$\phi R_n =$	24103.08 kg
$\phi R_n =$	24.10 Ton	$P_u =$	6.40 Ton
	>		¡Cumple! 27%

VI. Resistencia por pandeo flexotorsional

Rango límite entre elástico-Inelástico	$0.44 \cdot Q \cdot F_y$		1114	kg/cm ²
Esfuerzo crítico de Euler	$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$	$F_e =$	3599.53	kg/cm ²
Esfuerzo crítico de la columna		$F_{cr} =$	1885.75	kg/cm ²
Resistencia por pandeo flexotorsional	$\phi R_n = \phi F_{cr} \cdot A_g$	$\phi R_n =$	99859.46	kg
$\phi R_n =$	99.86 Ton	$P_u =$	6.40 Ton	
	>		¡Cumple!	6%

VII. Resistencia a momento por flexocompresión

7.1. Resistencia a momento en X: Donde: $C_b =$ y Donde: $\phi_b =$



Resistencia a flexión en X (Ton-m)	$M_n =$	9.22 Zona 2
$\phi M_n =$	8.30 Ton-m	$\mu_u =$ 1.60 Ton-m
	>	¡Cumple! 19%

7.2. Resistencia a momento en Y:

Longitud plástica	$L_p = 1.76 r_{yx} \sqrt{E/F_y}$	$L_p =$	440.332 cm
Resistencia a flexión en Y (Ton-m)	$M_p = F_y * Z_y$	$M_p =$	5.84819 Ton-m
$\phi M_n =$	5.26 Ton-m	$\mu_u =$	0.09 Ton-m
	>		¡Cumple! 2%

7.3. Ecuación de interacción:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

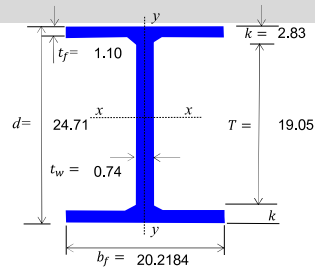
$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2 \phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Relación de resistencia axial	$P_u / \phi P_n =$	0.27
Chequeo de combinación de esfuerzos	$1.0 >$	0.452
		¡Cumple! 45%

Anexo 6: Verificación de viga de planta de lechada de cal

I. Datos de Entrada

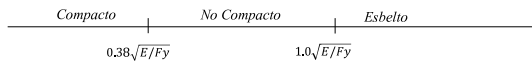
Tipo de viga		W10X33	
Momento último de diseño	Mu =	3.42	Ton-m
Cortante último de diseño	Vu =	2.34	Ton
Deflexión calculada	Δ_{Elast} =	0.32	cm
Longitud de la viga	L =	5.10	m
Longitud de trabajo libre de arriostamiento	L _b =	5.10	m
Tipo de acero		A-36	
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy =	2531.1	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del Acero	Es =	2039432	kg/cm ²
Tiene regidizadores ?		No	



II. Propiedades Geométricas de la Viga

Peralte de la Viga	d =	24.71	cm	Módulo de alabeo	C _w =	212412	cm ⁶
Longitud Libre del Alma	T =	19.05	cm	Módulo de torsión	J =	24	cm ⁴
Ancho del Patín	b _f =	20.22	cm	Módulo de Plástico	Z _x =	635.82	cm ³
Espesor del Patín	t _f =	1.10	cm	Módulo elástico	S _x =	573.55	cm ³
Espesor del Alma	t _w =	0.74	cm	Radio de giro efectivo	r _r =	5.59	cm
Inercia en X	I _{xx} =	7118	cm ⁴	Radio de giro en Y	r _y =	4.93	cm
Inercia en Y	I _{yy} =	1523	cm ⁴	Dist. Entre centros de patin	h _o =	23.61	cm

III. Esbeltez local



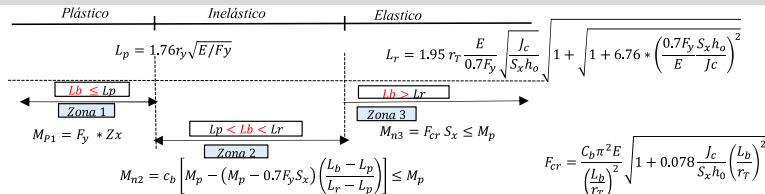
3.1. Revisión del pandeo local en los patines

Límite Inferior de esbeltez en el patín	$\lambda_p = 0.38\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	10.7867
Límite Superior de esbeltez en el patín	$\lambda_r = 1.0\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	28.386
Límite de esbeltez en el Patín	$\lambda = b_f / (2t_f)$	$\lambda =$	9.14943 Compacto

3.2. Revisión del pandeo local en el alma

Límite Inferior de esbeltez en el Alma	$\lambda_p = 3.76\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	106.731
Límite Superior de esbeltez en el Alma	$\lambda_r = 5.70\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	161.8
Límite de esbeltez en el Alma	$\lambda = T / (t_w)$	$\lambda =$	25.8621 Compacto

IV. Resistencia a flexión



Factor de modificación de pandeo lateral

Longitud plástica

Longitud Elástica

Donde:

Donde:

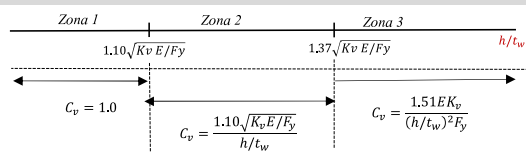
Momento Resistencia a flexión, Ton-m

$$\phi M_n = 12.1805 \text{ Ton-m} > \mu_u = 3.42 \text{ Ton-m}$$

C _b =	1.00
L _p =	246.2 cm
L _r =	857.6 cm
L _b =	510.0 cm
ϕ_b =	0.9
Mn2 =	13.5339 Zona 2

¡Cumple! 28%

V. Resistencia a cortante



Coefficiente de pandeo de placa

Límite inferior

Límite superior

Coefficiente Cv

Área de Cortante

Resistencia a Cortante

$$\phi V_n = 24.8813 \text{ Ton} > \mu_u = 2.34 \text{ Ton}$$

Kv =	5
h/t _w =	25.86
$1.10\sqrt{K_v E / F_y} =$	69.82
$1.37\sqrt{K_v E / F_y} =$	86.96

Cv =	1 Zona 1
Aw =	18.2045 cm ²
ϕ_c =	0.9
Vn =	27645.9 Kg

¡Cumple! 9%

VI. Análisis de deflexión:

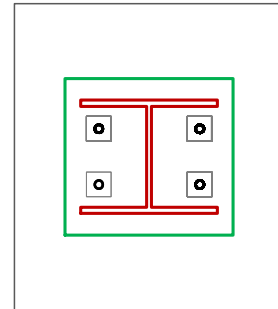
Deflexión permitida	L/800	$\Delta_{lim} =$	0.64 cm
$\Delta_{lim} =$	0.64 cm	$\Delta_{Elast} =$	0.32 cm

¡Cumple! 50%

Anexo 7: Diseño de plancha base de planta de lechada de cal

I. Datos de Entrada

Perfil de Selección de columna		W8X31	
Carga axial última de diseño	P _u =	7.13	Ton
Momento Último de diseño	M _u =	0.00	Ton-m
Cortante Último de diseño	V _u =	0.82	Ton
Tipo de Acero de la placa base		A-36	
Capacidad a compresión del concreto	F' _c =	280	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia de acero	F _y =	2531.1	kg/cm ²
Tipo de acero del perno de anclaje		A307	
Diametro de perno	Φ _{perno} = d _a =	3/4 "	Pulg
Número de pernos a tensión en X	N°p =	2	Pernos
Número de filas pernos en Y	N° _{fp} =	2	Pernos
Profundidad propuesta de anclaje	hef =	37	cm
Lado de arandela cuadrada de platina	L _{ar} =	5	cm



4 Pernos de 3/4 ", Arandelas de 5cm x 5cm

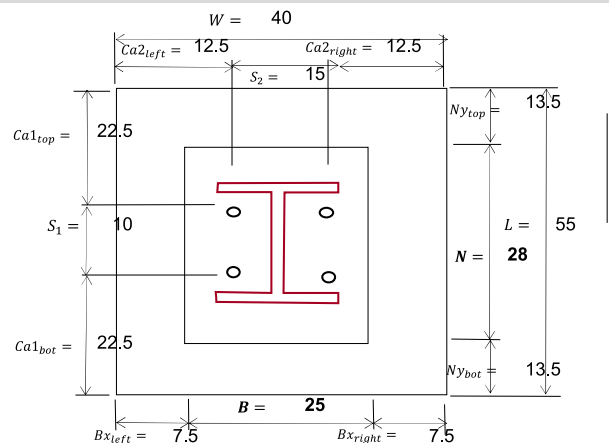
II. Datos Geométricos de la Placa Base

Peralte de la Columna	d =	20.32	cm
Ancho del Patín	b _f =	20.32	cm
Espesor del Patín	t _f =	1.1049	cm
Espesor del Alma	t _w =	0.7239	cm
Dimensión N de la placa	N =	28	cm
Dimensión B de la placa	B =	25	cm
Área de placa base	A ₁ =	700	cm ²

38.12 min
38.12 min

III. Datos Geométricos pedestal de concreto

Profundidad a compresión	h _a =	37	cm
Separación pernos en Y	S ₁ =	10	cm
Separación pernos en X	S ₂ =	15	cm
Distancia NY, Arriba	NY _{top} =	13.5	cm
Distancia NY, Abajo	NY _{bot} =	13.5	cm
Distancia BX, Izquierda	BX _{left} =	7.5	cm
Distancia BX, Derecha	BX _{right} =	7.5	cm
Dimensión L Pedestal	L =	55	cm
Dimensión W Pedestal	W =	40	cm
Área máxima de concreto "pedestal"	A ₂ =	2200	cm ²
Distancia Perno al borde, Arriba	Ca _{1, top} =	22.5	cm
Distancia Perno al borde, Abajo	Ca _{1, bot} =	22.5	cm
Distancia Perno al borde, Izquierda	Ca _{2, left} =	12.5	cm
Distancia Perno al borde, Derecha	Ca _{2, right} =	12.5	cm



IV. Determinación excentricidades

Excentricidad de la carga	$e = M_u / P_u$	e =	0	cm
Capacidad de compresión	$f_p(máx) = \phi_c * 0.85 * F'_c \sqrt{A_2 / A_1}$	f _{p(máx)} =	274.254	kg/cm ²
Presión aplicada distribuida	q _{máx} = f _{p(máx)} · B	q _{máx} =	6856.34	kg/cm
Excentricidad crítica	e _{crit} = (N/2) · P _u / (2 · q _{máx})	e _{crit} =	13.48	cm
Capacidad a compresión actuante	f _p = P _u / (B · Y)	f _p =	10.1857	kg/cm ²

e < e_{crit}. Entonces el momento es de magnitud pequeña

V. Determinación de longitud de soporte y tensión en los pernos

Distancia del perno al borde de placa	a = N/2 - S ₁ /2	a =	9.00	cm
Longitud f	f = S ₁ /2	f =	5.00	cm
Primer termino de la raíz		a ₁ =	361.00	cm ²
Segundo término de la raíz		a ₂ =	10.40	cm ²

a₁ > a₂ ✓

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{máx}}}$$

$$Y = N - 2e$$

Longitud de soporte	Y =	28.00	cm
q _{máx} =	6856.3 kg/cm	>	q = 254.6 kg/cm

¡Cumple! ✓ 4%

Tensión última $T_u = (q_{\max} * Y) - P_u$ $T_u = 0$ $T_u =$ Ton

VI. Determinación del espesor requerido

Longitud de voladizo en m $m = (N - 0.95d)/2$ $m =$ cm
 Longitud de voladizo en n $n = (B - 0.8b_f)/2$ $n =$ cm
 Máxima longitud de voladizo $\max(m;n) =$ cm

$$\text{Para } Y < m: t_{req} = 2.11 * \sqrt{(f_p * Y(m - Y/2)/f_y)}$$

$$\text{Para } Y \geq m: t_{req} = 1.5 * m * \sqrt{(f_p/f_y)}$$

Espesor en la fase de compresión $t_{p1} =$ cm
 Longitud de tensión $X = (N/2) - (d/2) - a$ ó " " $X =$ cm
 Espesor en la fase de tensión $t_{req} = 2.11 * \sqrt{\frac{T_u X}{B F_y}}$ ó " " $t_{p2} =$ cm
 Espesor requerido de platina $T_p =$ mm
 Pulg

VII. Determinación resistencia a tensión del perno

Tensión aplicada en el perno $T_r = T_u/(N * p)$ ó " 1" $T_r =$ Ton
 Área de un perno $A_r =$ cm²
 Límite de tensión de un perno $F_u =$ kg/cm²
 Resistencia del perno a tensión $\phi R_n = \phi * 0.75 * F_u * A_r$ $\phi R_n =$ Ton
 Verificación de resistencia:
 $\phi R_n =$ 7.89 Ton $>$ $T_r =$ 1.00 Ton ¡Cumple! ☒ 13%

VIII. Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto

Distancia Perno al borde, Arriba $Ca1 =$ cm
 Distancia Perno al borde, Izquierda $Ca2_{left} =$ cm
 Distancia Perno al borde, Derecha $Ca2_{right} =$ cm
 Distancia entre pernos en X $S_2 =$ cm
 Máximo efecto de distancia desgarramiento $1.5 * hef =$ cm

8.1. Cono de ruptura local de un perno

Cono de ruptura global

$$A_{NCo} = 9 * hef^2$$

$$A_{NC} = (Ca1 + 1.5 * hef)(Ca2_{left} + S_2 + Ca2_{right}) \leq N * p * 9 * hef^2$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3hef}}$$

$A_{NCo} =$ m²
 $A_{NC} =$ m²
 $e'_N =$
 $\psi_{ec,N} =$
 $Ca_{min} =$ cm

Distancia mínima al borde del concreto

$$\psi_{ed,N} = 1.0 \text{ Si } C_{a,min} \geq 1.5hef$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,min}}{1.5hef} \text{ Si } C_{a,min} < 1.5hef$$

El factor $\psi_{c,N}$ se tomara para: Anclaje preinstalado

Coefficiente de resistencia al arrancamiento

$$N_{b1} = K_c \lambda_a \sqrt{f_c} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{b2} = 3.9 \lambda_a \sqrt{f_c} * h_{ef}^{5/3}$$

$$N_b = \min(N_{b1}; N_{b2})$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCo}} \psi_{ec,N} * \psi_{ed,N} * \psi_{c,N} * \psi_{cp,N} * N_b$$

$\psi_{ed,N} =$
 $\psi_{c,N} =$
 $\psi_{cp,N} =$
 $K_c =$
 $N_{b1} =$ Ton
 $N_{b2} =$ Ton
 $N_b =$ Ton
 $N_{cbg} =$ Ton

Resistencia al desgarramiento del hormigón,

$$\phi R_n = \phi N_{cbg} =$$

Verificación:

$\phi R_n =$ 4.89 Ton $>$ $T_u =$ 0.00 Ton ¡Cumple! ☒ 0%

IX. Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto de un perno (ACI318-19):

Área de la arandela $A_{brg} = L_{ar}^2$ $A_{brg} =$ cm²
 Resistencia al desprendimiento del perno $N_p = 8 * A_{brg} * f'_c$ $N_p =$ Ton
 $\psi_{cp,N} =$
 Resistencia nominal al desprendimiento $N_{pn} = \psi_{cp,N} * N_p =$ $N_{pn} =$ Ton
 $\phi R_n = \phi N_{pn} =$ Ton

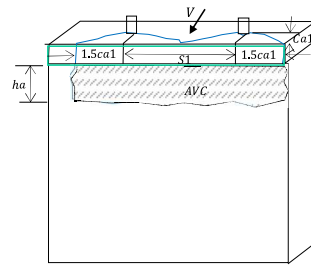
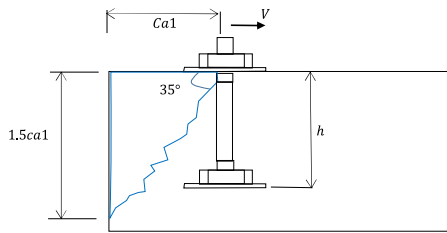
Verificación:

$\phi R_n =$ 42.00 Ton $>$ $T_r =$ 1.00 Ton ¡Cumple! ☒ 2%

X. Resistencia de los pernos a cortante (ACI318-19):

Resistencia a cortante de un perno $V_{sa} = \phi * A_r * F_u$ $V_{sa} =$ Ton

XI. Resistencia nominal a la ruptura del concreto por cortante en el perno (ACI318-19):



Proyección de área de falla a cortante

$$A_{vc} = [2(1.5C_{a1}) + S_1]h_a$$

$$A_{VCO} = 4.5(C_{a1})^2$$

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_V}{3h_{ef}}}$$

$$\Psi_{ed,V} = 1.0 \quad \text{Si } C_{a,2} \geq 1.5C_{a1}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,2}}{1.5C_{a1}} \quad \text{Si } C_{a,2} < 1.5C_{a1}$$

Factor para anclajes en concreto fisurado

$$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5C_{a1}}{h_a}} \leq 1.0$$

Profundidad efectiva del anclaje por cortante $l_e = \min(8 * \text{Øperno}; h_{ef})$

$$V_{b1} = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$$V_{b2} = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

Resistencia básica por arrancamiento del contante

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{VCO}} \Psi_{ecV} * \Psi_{edV} * \Psi_{cV} * \Psi_{hV} * V_b$$

$$A_{vc} = 0.1295 \text{ m}^2$$

$$A_{VCO} = 0.23 \text{ m}^2$$

$$e'_V = 1.00$$

$$\Psi_{ec,V} = 1.00$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.81111$$

$$\Psi_{c,V} = 1.00$$

$$\Psi_{h,V} = 1.00$$

$$l_e = 15.24 \text{ cm}$$

$$V_{b1} = 2.242 \text{ Ton}$$

$$V_{b2} = 6.608 \text{ Ton}$$

$$V_b = 2.242 \text{ Ton}$$

$$V_{cb} = 1.03 \text{ Ton}$$

XII. Resistencia al desprendimiento del concreto por cortante en el perno (ACI318-19):

Factor de modificación (hef < 2.5 * Øperno); Si Kc = 1 ; No Kc = 2

$$K_{cp} = 2$$

Resistencia nominal $V_{cpg} = K_{cp} * N_{cpg}$

$$V_{cpg} = 13.03 \text{ Ton}$$

XIII. Capacidad de cortante en la base:

Máxima capacidad a cortante en la base $\phi V_n = \phi * \min(V_{sa}; V_{cb}; V_{cpg})$

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton}$$

Carga a cortante aplicada

$$V_u/2 = 0.41$$

Verificación:

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton} > V_u/2 = 0.41 \text{ Ton} \quad \text{¡Cumple!} \quad 53\%$$

XIV. Interacción de cortante y tensión:

$$\left[\left(\frac{P_{uT}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] \leq 1.0$$

$$\phi R_n = 4.886 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton}$$

Máximo caso de tensión: Considerando la tensión aplicado en todo los pernos

$$\left[\left(\frac{P_{uT}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.346 < 1.0 \quad \text{¡Cumple!} \quad 35\%$$

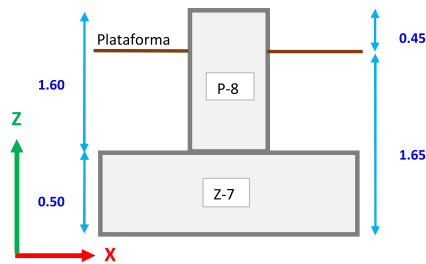
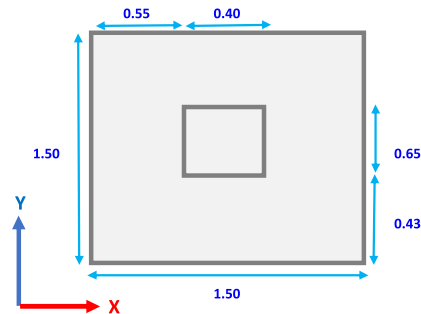
Máximo caso de cortante: Considerando la tensión aplicado en un solo perno, menos tensión más cortante

$$\left[\left(\frac{P_{uTr}}{\phi R_{nTr}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.417 < 1.0 \quad \text{¡Cumple!} \quad 42\%$$

Anexo 8: Diseño de cimentación de planta de lechada de cal

f_c =	280	kg/cm ²
Recubrimiento Zapata =	0.07	m
Recubrimiento Pedestal =	0.05	m
Densidad Relleno =	2.00	t/m ³
Q adm =	16.00	t/m ²
u =	0.45	
Peso Relleno =	4.58	t
Peso Zapata =	2.70	t
Peso Pedestal =	1.00	t

156.91 kPa



Condición Analizada	Esfuerzos (kPa)		
	σ mínimo	σ máximo	
Estática	48.14	55.56	OK
Dinámica	24.33	78.94	OK

Condición Analizada	Factor de Seguridad				
	Volteo "X"	Desliz. "X"	Volteo "Y"	Desliz. "Y"	
Estática	42.03	52.96	173.81	219.01	FS = 1.5
Dinámica	6.78	8.54	7.99	10.07	FS = 1.2
	OK	OK	OK	OK	

Elemento	Fuerza cortante (kN/m)		
	Última	Resistente	
Cimentación (e=0,50m)	61.06	273.96	OK
Pedestal (ancho mínimo=0,50m)	8.48	221.78	OK

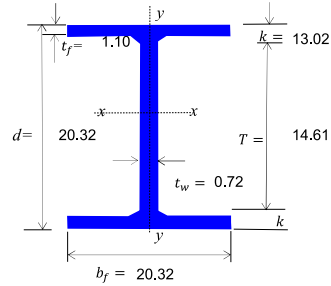
ZAPATA		Acero de refuerzo	
Mu "X" (T.m)	15.04	kN-m	1.00 cm ²
Vu "X" (T)	54.68	kN	
Mu "Y" (T.m)	7.35	kN-m	0.49 cm ²
Vu "Y" (T)	61.06	kN	
PEDESTAL			
Mu "X" (T.m)	13.57	kN-m	0.90 cm ²
Vu "X" (T)	8.48	kN	
Mu "Y" (T.m)	13.03	kN-m	0.87 cm ²
Vu "Y" (T)	8.14	kN	

0.1 $f_c A_g$ =	713.93	kN
PU =	166.64	kN
	OK	

Anexo 9: Verificación de columna de planta de floculante

I. Datos de Entrada

Perfil de Selección de columna		W8X31	
Carga axial a compresión de diseño	Pu =	5.70	Ton
Momento Último de diseño en el eje X	Mux =	0.04	Ton-m
Momento Último de diseño en el eje Y	Muy =	1.20	Ton-m
Condición de apoyo en la base		Articulado	
Desplazamiento lateral impedido en el eje X-X?		No	
Desplazamiento lateral impedido en el eje Y-Y?		No	
Longitud libre de la columna X	Lx =	5.70	m
Longitud libre de la columna Y	Ly =	2.80	m
Tipo de Acero		A-36	
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy =	2531.1	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del Acero	Es =	2039432	kg/cm ²
Módulo de cortante elástico de fluencia	G =	787221	kg/cm ²



II. Propiedades Geométricas de la Columna

Peralte de la Columna	d =	20.32	cm	Módulo de alabeo	Cw =	142324.01	cm ⁶
Longitud Libre del Alma h =	T =	14.61	cm	Módulo de torsión	J =	22.31	cm ⁴
Ancho del Patín	bf =	20.32	cm	Módulo de Plástico en X	Zx =	498.167	cm ³
Espesor del Patín	tf =	1.10	cm	Módulo de Plástico en Y	Zy =	231.058	cm ³
Espesor del Alma	tw =	0.72	cm	Módulo elástico en X	Sx =	450.644	cm ³
Dist. Entre centros de patín	ho =	19.22	cm	Módulo elástico en Y	Sy =	151.908	cm ³
Inercia en X	Ixx =	4579	cm ⁴	Radio de giro efectivo rst =	rt =	5.7404	cm
Inercia en Y	Iyy =	1544	cm ⁴	Radio de giro en X	rx =	8.8138	cm
Área global	Ag =	58.84	cm ²	Radio de giro en Y	ry =	5.1308	cm
Peso propio	Pp =	46.13	kg/m				

III. Datos de Salida

Coefficiente de rigidez relativa en Ax,		Gax =	10
Coefficiente de rigidez relativa en Ay,		Gay =	10
Coefficiente de rigidez relativa en Bx,		Gbx =	2.52739
Coefficiente de rigidez relativa en By,		Gby =	0.9582
Para pórticos no arriostrados		Para pórticos arriostrados	
$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$		$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28}$	
Coefficiente de longitud efectiva en X		Kx =	2.21262
Coefficiente de longitud efectiva en Y		Ky =	1.90043
Coefficiente de esbeltez en X	$\lambda_x = K_x L_x / r_x$	$\lambda_x =$	143.093
Coefficiente de esbeltez en Y	$\lambda_y = K_y L_y / r_y$	$\lambda_y =$	103.711
Coefficiente de esbeltez máximo	$\lambda_{max} = \max(\lambda_x, \lambda_y)$	$\lambda_{max} =$	143.093

IV. Análisis de Esbeltez Local

4.1. Pandeo Local en el Patín Qs:

$Q_s = 1.0$	$Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$	$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2}$		
λ_p	λ_r			
Esbeltez de límite inferior en el patín	$\lambda_p = 0.56 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	15.90	
Esbeltez de límite superior en el patín	$\lambda_r = 1.03 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	29.24	
Esbeltez en el patín	$\lambda = b_f / (2t_f)$	$\lambda =$	9.20	Zona 1
Factor de reducción por pandeo del patín		$Q_s =$	1	

4.2. Pandeo Local en el Alma Qa:

$Q_a = 1.0$	$Q_a = \frac{A_e}{A}$	$A_e = A - \Sigma(b - b_e)t$	$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f} \left(1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right)} \leq b$
λ_p			$f = F_{cr} \text{ calculado con base en } Q = 1.0$
Esbeltez de límite en el alma	$\lambda_p = 1.49 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	42.30
Esbeltez en el alma	$\lambda = T / (tw)$	$\lambda =$	20.18 Zona 1
$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{E} \right] F_y$	$F_{cr} = 0.877 F_e$	λ_{max}	
Esfuerzo de pandeo crítico elástico-Esf. Euler	$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$		
Esfuerzo de pandeo crítico por flexión (kg/cm ²)			
Ancho efectivo			
Área efectiva			
Factor de reducción por pandeo del alma		Qa =	1
Factor de reducción total por pandeo en alma	Q = Qs * Qa	Q =	1

V. Resistencia por pandeo flexional

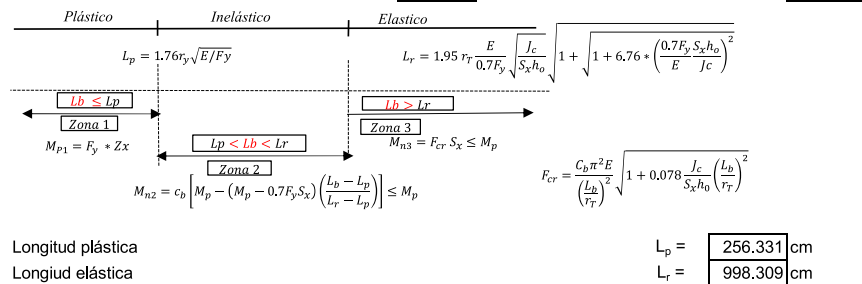
Esbeltez límite	$4.71\sqrt{E/(F_y + Q)}$	$\lambda_{lim} =$	133.698
Esfuerzo crítico de Euler $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$	$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y + Q}{F_y}\right] F_y + Q$	$F_e =$	983.043 kg/cm ²
Esfuerzo crítico de la columna	$F_{cr} = 0.877 F_e$	$F_{cr} =$	862.129 kg/cm ²
Resistencia por pandeo flexional	$\phi R_n = \phi F_{cr} \cdot A_g$	$\phi R_n =$	45653.8 kg
$\phi R_n =$	45.65 Ton	$P_u =$	5.70 Ton
			¡Cumple! ☒ 12%

VI. Resistencia por pandeo flexotorsional

Rango límite entre elástico-Inelástico	$0.44 \cdot Q \cdot F_y$	1114	kg/cm ²	
Esfuerzo crítico de Euler	$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$	$F_e =$	4308.55	kg/cm ²
Esfuerzo crítico de la columna		$F_{cr} =$	1979.33	kg/cm ²
Resistencia por pandeo flexotorsional	$\phi R_n = \phi F_{cr} \cdot A_g$	$\phi R_n =$	104814.9	kg
$\phi R_n =$	104.81 Ton	$P_u =$	5.70 Ton	¡Cumple! ☒ 5%

VII. Resistencia a momento por flexocompresión

7.1. Resistencia a momento en X: Donde: $C_b =$ y Donde: $\phi_b =$



Resistencia a flexión en X (Ton-m)	$M_n =$	10.65 Zona 2
$\phi M_n =$	9.59 Ton-m	$\mu_u =$ 0.04 Ton-m
		¡Cumple! ☒ 0%

7.2. Resistencia a momento en Y:

Longitud plástica	$L_p = 1.76 r_{yx} \sqrt{E/F_y}$	$L_p =$	440.332 cm
Resistencia a flexión en Y (Ton-m)	$M_p = F_y \cdot Z_y$	$M_p =$	5.84819 Ton-m
$\phi M_n =$	5.26 Ton-m	$\mu_u =$	1.20 Ton-m
			¡Cumple! ☒ 23%

7.3. Ecuación de interacción:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

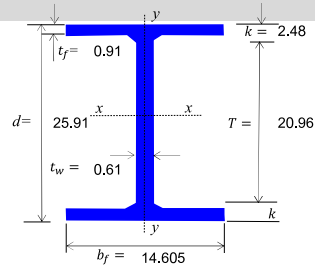
$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2 \phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Relación de resistencia axial	$P_u / \phi P_n =$	0.12
Chequeo de combinación de esfuerzos	$1.0 >$	0.295
		¡Cumple! ☒ 29%

Anexo 10: Verificación de viga de planta de floculante

I. Datos de Entrada

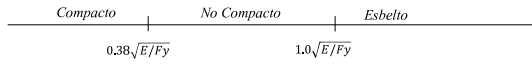
Tipo de viga		W10X22	
Momento último de diseño	Mu =	1.07	Ton-m
Cortante último de diseño	Vu =	0.43	Ton
Deflexión calculada	Δ_{Elas} =	0.10	cm
Longitud de la viga	L =	6.00	m
Longitud de trabajo libre de arriostamiento	L _b =	6.00	m
Tipo de acero		A-36	
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy =	2531.1	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del Acero	Es =	2039432	kg/cm ²
Tiene regidizadores ?		No	



II. Propiedades Geométricas de la Viga

Peralte de la Viga	d =	25.91	cm	Módulo de alabeo	C _w =	73847	cm ⁶
Longitud Libre del Alma	T =	20.96	cm	Módulo de torsión	J =	10	cm ⁴
Ancho del Patín	b _f =	14.61	cm	Módulo de Plástico	Z _x =	426.06	cm ³
Espesor del Patín	t _f =	0.91	cm	Módulo elástico	S _x =	380.18	cm ³
Espesor del Alma	t _w =	0.61	cm	Radio de giro efectivo	r _r =	3.94	cm
Inercia en X	I _{xx} =	4912	cm ⁴	Radio de giro en Y	r _y =	3.38	cm
Inercia en Y	I _{yy} =	475	cm ⁴	Dist. Entre centros de patin	h _o =	24.99	cm

III. Esbeltez local



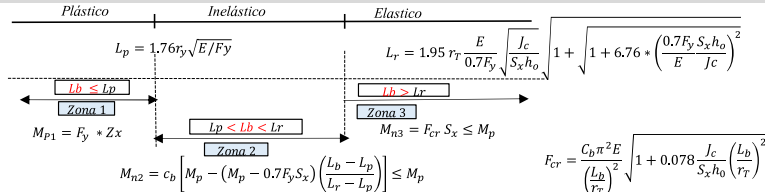
3.1. Revisión del pandeo local en los patines

Límite Inferior de esbeltez en el patín	$\lambda_p = 0.38\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	10.7867
Límite Superior de esbeltez en el patín	$\lambda_r = 1.0\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	28.386
Límite de esbeltez en el Patín	$\lambda = b_f / (2t_f)$	$\lambda =$	7.98611 Compacto

3.2. Revisión del pandeo local en el alma

Límite Inferior de esbeltez en el Alma	$\lambda_p = 3.76\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	106.731
Límite Superior de esbeltez en el Alma	$\lambda_r = 5.70\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	161.8
Límite de esbeltez en el Alma	$\lambda = T / (t_w)$	$\lambda =$	34.375 Compacto

IV. Resistencia a flexión



Factor de modificación de pandeo lateral

Longitud plástica

Longitud Elástica

Donde:

Donde:

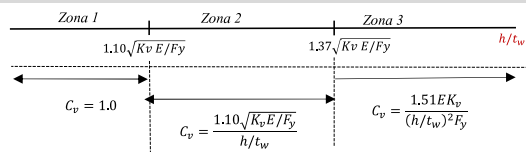
Momento Resistencia a flexión, Ton-m

$$\phi M_n = 5.04679 \text{ Ton-m} > Mu = 1.07 \text{ Ton-m}$$

C _b =	1.00
L _p =	168.8 cm
L _r =	525.5 cm
L _b =	600.0 cm
ϕ_b =	0.9
Mn3 =	5.60754 Zona 3

¡Cumple! 21%

V. Resistencia a cortante



Coeficiente de pandeo de placa

Límite inferior

Límite superior

Coeficiente Cv

Área de Cortante

Resistencia a Cortante

$$\phi V_n = 21.5861 \text{ Ton} > Vu = 0.43 \text{ Ton}$$

Kv =	5
h/t _w =	34.38
$1.10\sqrt{K_v E / F_y}$ =	69.82
$1.37\sqrt{K_v E / F_y}$ =	86.96

Cv =	1 Zona 1
Aw =	15.7935 cm ²
ϕ_c =	0.9
Vn =	23984.5 Kg

¡Cumple! 2%

VI. Análisis de deflexión:

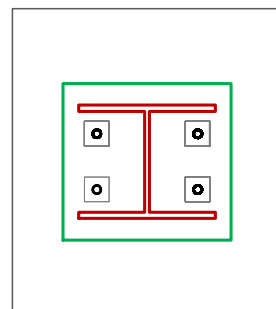
Deflexión permitida	L/240	$\Delta_{lim} =$	2.50 cm
$\Delta_{lim} =$	2.50 cm	$\Delta_{Elas} =$	0.10 cm

¡Cumple! 4%

Anexo 11: Diseño de plancha base de planta de floculante

I. Datos de Entrada

Perfil de Selección de columna	W8X31	
Carga axial última de diseño	$P_u = 5.74$	Ton
Momento Último de diseño	$M_u = 0.00$	Ton-m
Cortante Último de diseño	$V_u = 0.40$	Ton
Tipo de Acero de la placa base	A-36	
Capacidad a compresión del concreto	$F'_c = 280$	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia de acero	$F_y = 2531.1$	kg/cm ²
Tipo de acero del perno de anclaje	A307	
Dímetro de perno	$\phi_{perno} = d_a = 3/4"$	Pulg
Número de pernos a tensión en X	$N^o_p = 2$	Pernos
Número de filas pernos en Y	$N^o_{fp} = 2$	Pernos
Profundidad propuesta de anclaje	$hef = 37$	cm
Lado de arandela cuadrada de platina	$L_{ar} = 5$	cm



4 Pernos de 3/4 ", Arandelas de 5cm x 5cm

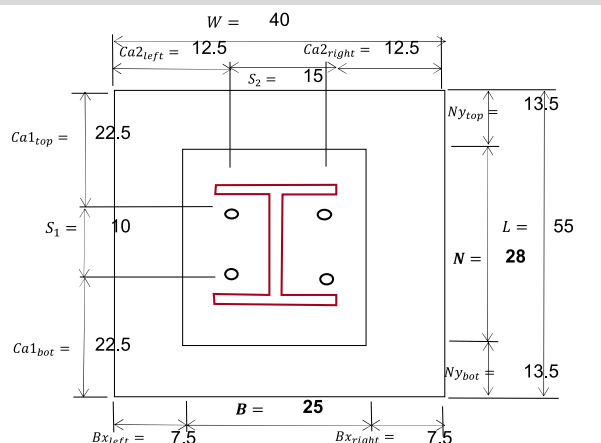
II. Datos Geométricos de la Placa Base

Peralte de la Columna	$d = 20.32$	cm
Ancho del Patín	$b_f = 20.32$	cm
Espesor del Patín	$t_f = 1.1049$	cm
Espesor del Alma	$t_w = 0.7239$	cm
Dimensión N de la placa	$N = 28$	cm
Dimensión B de la placa	$B = 25$	cm
Área de placa base	$A_1 = 700$	cm ²

38.12 min
38.12 min

III. Datos Geométricos pedestal de concreto

Profundidad a compresión	$ha = 37$	cm
Separación pernos en Y	$S_1 = 10$	cm
Separación pernos en X	$S_2 = 15$	cm
Distancia NY, Arriba	$NY_{top} = 13.5$	cm
Distancia NY, Abajo	$NY_{bot} = 13.5$	cm
Distancia BX, Izquierda	$BX_{left} = 7.5$	cm
Distancia BX, Derecha	$BX_{right} = 7.5$	cm
Dimensión L Pedestal	$L = 55$	cm
Dimensión W Pedestal	$W = 40$	cm
Área máxima de concreto "pedestal"	$A_2 = 2200$	cm ²
Distancia Perno al borde, Arriba	$Ca1_{top} = 22.5$	cm
Distancia Perno al borde, Abajo	$Ca1_{bot} = 22.5$	cm
Distancia Perno al borde, Izquierda	$Ca2_{left} = 12.5$	cm
Distancia Perno al borde, Derecha	$Ca2_{right} = 12.5$	cm



IV. Determinación excentricidades

Excentricidad de la carga	$e = M_u/P_u$	$e = 0$	cm
Capacidad de compresión	$f_p(máx) = \phi_c * 0.85 * F'_c \sqrt{A_2/A_1}$	$f_p(máx) = 274.254$	kg/cm ²
Presión aplicada distribuida	$q_{máx} = f_p(máx) * B$	$q_{máx} = 6856.34$	kg/cm
Excentricidad crítica	$e_{crit} = (N/2) - P_u/(2 * q_{máx})$	$e_{crit} = 13.58$	cm
Capacidad a compresión actuante	$f_p = P_u/(B * Y)$	$f_p = 8.2$	kg/cm ²

$e < e_{crit}$. Entonces el momento es de magnitud pequeña

V. Determinación de longitud de soporte y tensión en los pernos

Distancia del perno al borde de placa	$a = N/2 - S_1/2$	$a = 9.00$	cm
Longitud f	$f = S_1/2$	$f = 5.00$	cm
Primer término de la raíz		$a_1 = 361.00$	cm ²
Segundo término de la raíz		$a_2 = 8.37$	cm ²

$a_1 > a_2$ ✓

Longitud de soporte	$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{máx}}}$	$Y = 28.00$	cm
$q_{máx} = 6856.3$	kg/cm	$q = 205.0$	kg/cm

¡Cumple! ✓ 3%

Tensión última $T_u = (q_{\max} * Y) - P_u$ $T_u = 0$ $T_u =$ Ton

VI. Determinación del espesor requerido

Longitud de voladizo en m $m = (N - 0.95d)/2$ $m =$ cm
 Longitud de voladizo en n $n = (B - 0.8b_f)/2$ $n =$ cm
 Máxima longitud de voladizo $\max(m;n) =$ cm

$$\text{Para } Y < m: t_{req} = 2.11 * \sqrt{(f_p * Y(m - Y/2)/f_y)}$$

$$\text{Para } Y \geq m: t_{req} = 1.5 * m * \sqrt{(f_p/f_y)}$$

Espesor en la fase de compresión $t_{p1} =$ cm
 Longitud de tensión $X = (N/2) - (d/2) - a$ ó " " $X =$ cm
 Espesor en la fase de tensión $t_{req} = 2.11 * \sqrt{\frac{T_u X}{B F_y}}$ ó " " $t_{p2} =$ cm
 Espesor requerido de platina $T_p =$ mm
 Pulg

VII. Determinación resistencia a tensión del perno

Tensión aplicada en el perno $T_r = T_u/(N * p)$ ó " 1" $T_r =$ Ton
 Área de un perno $A_r =$ cm²
 Límite de tensión de un perno $F_u =$ kg/cm²
 Resistencia del perno a tensión $\phi R_n = \phi * 0.75 * F_u * A_r$ $\phi R_n =$ Ton
 Verificación de resistencia:
 $\phi R_n =$ 7.89 Ton $>$ $T_r =$ 1.00 Ton ¡Cumple! ☒ 13%

VIII. Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto

Distancia Perno al borde, Arriba $Ca1 =$ cm
 Distancia Perno al borde, Izquierda $Ca2_{left} =$ cm
 Distancia Perno al borde, Derecha $Ca2_{right} =$ cm
 Distancia entre pernos en X $S_2 =$ cm
 Máximo efecto de distancia desgarramiento $1.5 * hef =$ cm

8.1. Cono de ruptura local de un perno

Cono de ruptura global

$$A_{NCo} = 9 * hef^2$$

$$A_{NC} = (Ca1 + 1.5 * hef)(Ca2_{left} + S_2 + Ca2_{right}) \leq N * p * 9 * hef^2$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3hef}}$$

$A_{NCo} =$ m²
 $A_{NC} =$ m²
 $e'_N =$
 $\psi_{ec,N} =$
 $Ca_{min} =$ cm

Distancia mínima al borde del concreto

$$\psi_{ed,N} = 1.0 \text{ Si } C_{a,min} \geq 1.5hef$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,min}}{1.5hef} \text{ Si } C_{a,min} < 1.5hef$$

El factor $\psi_{c,N}$ se tomara para: Anclaje preinstalado

Coefficiente de resistencia al arrancamiento

$$N_{b1} = K_c \lambda_a \sqrt{f_c} * hef^{1.5}$$

$$N_{b2} = 3.9 \lambda_a \sqrt{f_c} * hef^{5/3}$$

$$N_b = \min(N_{b1}; N_{b2})$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCo}} \psi_{ec,N} * \psi_{ed,N} * \psi_{c,N} * \psi_{cp,N} * N_b$$

$\psi_{ed,N} =$
 $\psi_{c,N} =$
 $\psi_{cp,N} =$
 $K_c =$
 $N_{b1} =$ Ton
 $N_{b2} =$ Ton
 $N_b =$ Ton
 $N_{cbg} =$ Ton

Resistencia al desgarramiento del hormigón,

$$\phi R_n = \phi N_{cbg} =$$

Verificación:

$\phi R_n =$ 4.89 Ton $>$ $T_u =$ 0.00 Ton ¡Cumple! ☒ 0%

IX. Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto de un perno (ACI318-19):

Área de la arandela $A_{brg} = L_{ar}^2$ $A_{brg} =$ cm²
 Resistencia al desprendimiento del perno $N_p = 8 * A_{brg} * f'_c$ $N_p =$ Ton
 $\psi_{cp,N} =$
 Resistencia nominal al desprendimiento $N_{pn} = \psi_{cp,N} * N_p =$ $N_{pn} =$ Ton
 $\phi R_n = \phi N_{pn} =$ Ton

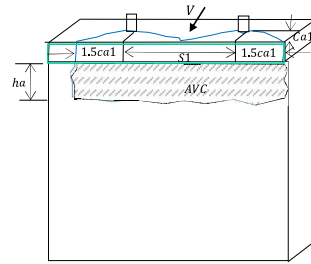
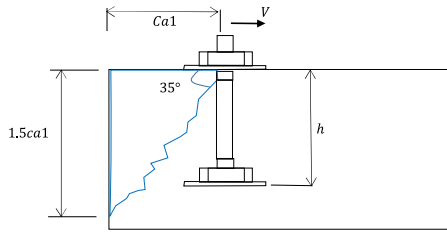
Verificación:

$\phi R_n =$ 42.00 Ton $>$ $T_r =$ 1.00 Ton ¡Cumple! ☒ 2%

X. Resistencia de los pernos a cortante (ACI318-19):

Resistencia a cortante de un perno $V_{sa} = \phi * A_r * F_u$ $V_{sa} =$ Ton

XI. Resistencia nominal a la ruptura del concreto por cortante en el perno (ACI318-19):



Proyección de área de falla a cortante

$$A_{vc} = [2(1.5C_{a1}) + S_1]h_a$$

$$A_{VCO} = 4.5(C_{a1})^2$$

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_V}{3h_{ef}}}$$

$$\Psi_{ed,V} = 1.0 \quad \text{Si } C_{a,2} \geq 1.5C_{a1}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,2}}{1.5C_{a1}} \quad \text{Si } C_{a,2} < 1.5C_{a1}$$

Factor para anclajes en concreto fisurado

$$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5C_{a1}}{h_a}} \leq 1.0$$

Profundidad efectiva del anclaje por cortante $l_e = \min(8 * \text{Øperno}; h_{ef})$

$$V_{b1} = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$$V_{b2} = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

Resistencia básica por arrancamiento del contante

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{VCO}} \Psi_{ecV} * \Psi_{edV} * \Psi_{cV} * \Psi_{hV} * V_b$$

$$A_{vc} = 0.1295 \text{ m}^2$$

$$A_{VCO} = 0.23 \text{ m}^2$$

$$e'_V = 1.00$$

$$\Psi_{ec,V} = 1.00$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.81111$$

$$\Psi_{c,V} = 1.00$$

$$\Psi_{h,V} = 1.00$$

$$l_e = 15.24 \text{ cm}$$

$$V_{b1} = 2.242 \text{ Ton}$$

$$V_{b2} = 6.608 \text{ Ton}$$

$$V_b = 2.242 \text{ Ton}$$

$$V_{cb} = 1.03 \text{ Ton}$$

XII. Resistencia al desprendimiento del concreto por cortante en el perno (ACI318-19):

Factor de modificación (hef < 2.5 * Øperno); Si Kc = 1 ; No Kc = 2

$$K_{cp} = 2$$

Resistencia nominal $V_{cp} = K_{cp} * N_{cp}$

$$V_{cp} = 13.03 \text{ Ton}$$

XIII. Capacidad de cortante en la base:

Máxima capacidad a cortante en la base $\phi V_n = \phi * \min(V_{sa}; V_{cb}; V_{cp})$

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton}$$

Carga a cortante aplicada

$$V_u/2 = 0.2$$

Verificación:

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton} > V_u/2 = 0.20 \text{ Ton} \quad \text{¡Cumple!} \quad 26\%$$

XIV. Interacción de cortante y tensión:

$$\left[\left(\frac{P_{uT}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] \leq 1.0$$

$$\phi R_n = 4.886 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton}$$

Máximo caso de tensión: Considerando la tensión aplicado en todo los pernos

$$\left[\left(\frac{P_{uT}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.105 < 1.0 \quad \text{¡Cumple!} \quad 10\%$$

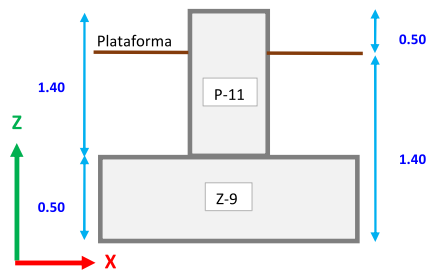
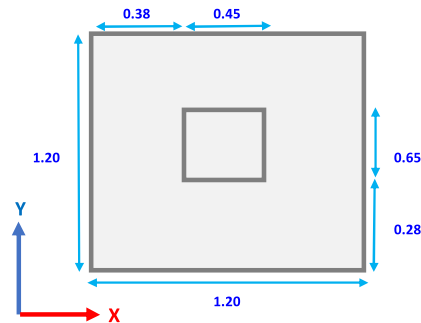
Máximo caso de cortante: Considerando la tensión aplicado en un solo perno, menos tensión más cortante

$$\left[\left(\frac{P_{uTr}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.176 < 1.0 \quad \text{¡Cumple!} \quad 18\%$$

Anexo 12: Diseño de cimentación de planta de floculante

f'_c =	280	kg/cm ²
Recubrimiento Zapata =	0.07	m
Recubrimiento Pedestal =	0.05	m
Densidad Relleno =	2.00	t/m ³
Q adm =	16.00	t/m ²
u =	0.45	
		156.91 kPa

Peso Relleno =	2.07	t
Peso Zapata =	1.73	t
Peso Pedestal =	0.98	t



Condición Analizada	Esfuerzos (kPa)	
	σ mínimo	σ máximo
Estática	38.80	55.62
Dinámica	17.03	83.20

OK
OK

Condición Analizada	Factor de Seguridad			
	Volteo "X"	Desliz. "X"	Volteo "Y"	Desliz. "Y"
Estática	16.84	24.00	106.79	152.18
Dinámica	4.59	6.55	6.66	9.49

FS = 1.5
FS = 1.2

Elemento	Fuerza cortante (kN/m)	
	Última	Resistente
Cimentación (e=0.50m)	50.34	273.96
Pedestal (ancho)	6.15	254.39

OK
OK

ZAPATA		Acero de refuerzo	
Mu "X" (T.m)	7.15	kN-m	0.48 cm ²
Vu "X" (T)	38.12	kN	
Mu "Y" (T.m)	3.17	kN-m	0.21 cm ²
Vu "Y" (T)	50.34	kN	
PEDESTAL			
Mu "X" (T.m)	8.61	kN-m	0.57 cm ²
Vu "X" (T)	6.15	kN	
Mu "Y" (T.m)	7.32	kN-m	0.49 cm ²
Vu "Y" (T)	5.23	kN	

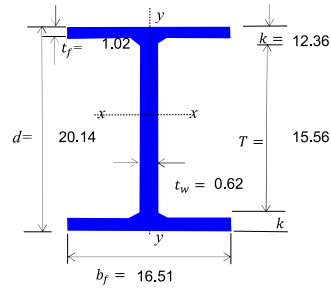
0.1 $f'_c A_g$ =	803.17	kN
PU =	91.46	kN

OK

Anexo 13: Verificación de columna de planta de ácidos y compresores

I. Datos de Entrada

Perfil de Selección de columna		W8X24	
Carga axial a compresión de diseño	Pu =	3.06	Ton
Momento Último de diseño en el eje X	Mux =	1.58	Ton-m
Momento Último de diseño en el eje Y	Muy =	0.04	Ton-m
Condición de apoyo en la base		Articulado	
Desplazamiento lateral impedido en el eje X-X?		No	
Desplazamiento lateral impedido en el eje Y-Y?		No	
Longitud libre de la columna X	Lx =	4.60	m
Longitud libre de la columna Y	Ly =	2.20	m
Tipo de Acero		A-36	
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy =	2531.1	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del Acero	Es =	2039432	kg/cm ²
Módulo de cortante elástico de fluencia	G =	787221	kg/cm ²



II. Propiedades Geométricas de la Columna

Peralte de la Columna	d =	20.14	cm	Módulo de alabeo	Cw =	69550.789	cm ⁶
Longitud Libre del Alma h =	T =	15.56	cm	Módulo de torsión	J =	14.4016	cm ⁴
Ancho del Patín	bf =	16.51	cm	Módulo de Plástico en X	Zx =	378.541	cm ³
Espesor del Patín	tf =	1.02	cm	Módulo de Plástico en Y	Zy =	140.437	cm ³
Espesor del Alma	tw =	0.62	cm	Módulo elástico en X	Sx =	342.49	cm ³
Dist. Entre centros de patín	ho =	19.13	cm	Módulo elástico en Y	Sy =	92.2592	cm ³
Inercia en X	Ixx =	3442	cm ⁴	Radio de giro efectivo rst =	rt =	4.6228	cm
Inercia en Y	Iyy =	762	cm ⁴	Radio de giro en X	rx =	8.6868	cm
Área global	Ag =	45.68	cm ²	Radio de giro en Y	ry =	4.0894	cm
Peso propio	Pp =	35.72	kg/m				

III. Datos de Salida

Coefficiente de rigidez relativa en Ax,		Gax =	10
Coefficiente de rigidez relativa en Ay,		Gay =	10
Coefficiente de rigidez relativa en Bx,		Gbx =	2.46874
Coefficiente de rigidez relativa en By,		Gby =	0.7391
Para pórticos no arriostrados		Para pórticos arriostrados	
$K = \frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}$		$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28}$	
Coefficiente de longitud efectiva en X		Kx =	2.20257
Coefficiente de longitud efectiva en Y		Ky =	1.8479
Coefficiente de esbeltez en X	$\lambda_x = K_x L_x / r_x$	$\lambda_x =$	116.635
Coefficiente de esbeltez en Y	$\lambda_y = K_y L_y / r_y$	$\lambda_y =$	99.4128
Coefficiente de esbeltez máximo	$\lambda_{max} = \max(\lambda_x, \lambda_y)$	$\lambda_{max} =$	116.635

IV. Análisis de Esbeltez Local

4.1. Pandeo Local en el Patín Qs:

$Q_s = 1.0$	$Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$	$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2}$		
λ_p	λ_r			
Esbeltez de límite inferior en el patín	$\lambda_p = 0.56 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	15.90	
Esbeltez de límite superior en el patín	$\lambda_r = 1.03 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	29.24	
Esbeltez en el patín	$\lambda = b_f / (2t_f)$	$\lambda =$	8.13	Zona 1
Factor de reducción por pandeo del patín		$Q_s =$	1	

4.2. Pandeo Local en el Alma Qa:

$Q_a = 1.0$	$Q_a = \frac{A_e}{A}$	$A_e = A - \Sigma(b - b_e)t$	$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f} \left(1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right)} \leq b$
λ_p			$f = F_{cr} \text{ calculado con base en } Q = 1.0$
Esbeltez de límite en el alma	$\lambda_p = 1.49 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	42.30
Esbeltez en el alma	$\lambda = T / (tw)$	$\lambda =$	25.00 Zona 1
$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{E} \right] F_y$	$F_{cr} = 0.877 F_e$	λ_{max}	
Esfuerzo de pandeo crítico elástico-Esf. Euler	$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$		
Esfuerzo de pandeo crítico por flexión (kg/cm ²)			
Ancho efectivo			
Área efectiva			
Factor de reducción por pandeo del alma		$Q_a =$	1
Factor de reducción total por pandeo en alma	$Q = Q_s * Q_a$	$Q =$	1

V. Resistencia por pandeo flexional

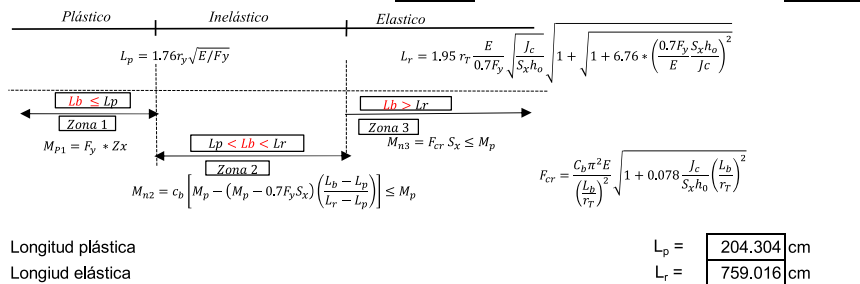
Esbeltez límite	$4.71\sqrt{E/(F_y + Q)}$	$\lambda_{lim} =$	133.698
Esfuerzo crítico de Euler $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$	$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y + Q}{F_y}\right] F_y + Q$	$F_e =$	1479.63 kg/cm ²
Esfuerzo crítico de la columna	$F_{cr} = 0.877 F_e$	$F_{cr} =$	1236.97 kg/cm ²
Resistencia por pandeo flexional	$\phi R_n = \phi F_{cr} * A_g$	$\phi R_n =$	50851.23 kg
$\phi R_n =$	50.85 Ton	$P_u =$	3.06 Ton
			¡Cumple! ✓ 6%

VI. Resistencia por pandeo flexotorsional

Rango límite entre elástico-Inelástico	$0.44 * Q * F_y$		1114 kg/cm ²
Esfuerzo crítico de Euler	$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$	$F_e =$	4270.58 kg/cm ²
Esfuerzo crítico de la columna		$F_{cr} =$	1975.01 kg/cm ²
Resistencia por pandeo flexotorsional	$\phi R_n = \phi F_{cr} * A_g$	$\phi R_n =$	81191.73 kg
$\phi R_n =$	81.19 Ton	$P_u =$	3.06 Ton
			¡Cumple! ✓ 4%

VII. Resistencia a momento por flexocompresión

7.1. Resistencia a momento en X: Donde: $C_b =$ 1.00 y Donde: $\phi_b =$ 0.9



Resistencia a flexión en X (Ton-m)	$M_{n2} =$	7.96	Zona 2
$\phi M_n =$	7.17 Ton-m	$\mu_u =$	1.58 Ton-m
			¡Cumple! ✓ 22%

7.2. Resistencia a momento en Y:

Longitud plástica	$L_p = 1.76 r_{yx} \sqrt{E/F_y}$	$L_p =$	433.987 cm
Resistencia a flexión en Y (Ton-m)	$M_p = F_y * Z_y$	$M_p =$	3.55454 Ton-m
$\phi M_n =$	3.20 Ton-m	$\mu_u =$	0.04 Ton-m
			¡Cumple! ✓ 1%

7.3. Ecuación de interacción:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

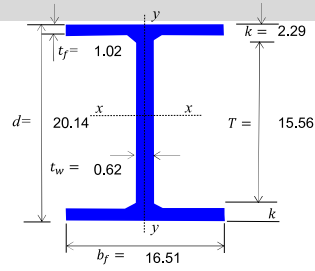
$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2 \phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Relación de resistencia axial	$P_u / \phi P_n =$	0.06
Chequeo de combinación de esfuerzos	$1.0 >$	0.263
		¡Cumple! ✓ 26%

Anexo 14: Verificación de viga de planta de ácidos y compresores

I. Datos de Entrada

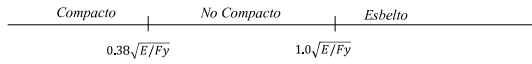
Tipo de viga		W8X24	
Momento último de diseño	Mu =	1.45	Ton-m
Cortante último de diseño	Vu =	0.65	Ton
Deflexión calculada	Δ_{Elas} =	0.10	cm
Longitud de la viga	L =	3.35	m
Longitud de trabajo libre de arriostamiento	L _b =	3.35	m
Tipo de acero		A-36	
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy =	2531.1	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del Acero	Es =	2039432	kg/cm ²
Tiene regidizadores ?		No	



II. Propiedades Geométricas de la Viga

Peralte de la Viga	d =	20.14	cm	Módulo de alabeo	Cw =	69551	cm ⁶
Longitud Libre del Alma	T =	15.56	cm	Módulo de torsión	J =	14	cm ⁴
Ancho del Patín	bf =	16.51	cm	Módulo de Plástico	Z _x =	378.54	cm ³
Espesor del Patín	tf =	1.02	cm	Módulo elástico	S _x =	342.49	cm ³
Espesor del Alma	tw =	0.62	cm	Radio de giro efectivo	r _r =	4.62	cm
Inercia en X	I _{xx} =	3442	cm ⁴	Radio de giro en Y	r _y =	4.09	cm
Inercia en Y	I _{yy} =	762	cm ⁴	Dist. Entre centros de patin	ho =	19.13	cm

III. Esbeltez local



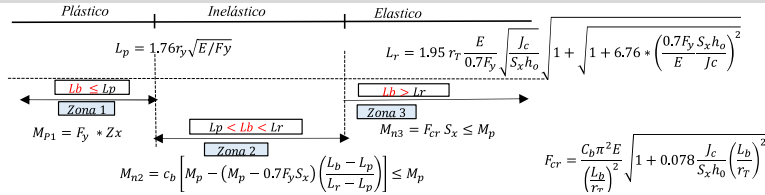
3.1. Revisión del pandeo local en los patines

Límite Inferior de esbeltez en el patín	$\lambda_p = 0.38\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	10.7867
Límite Superior de esbeltez en el patín	$\lambda_r = 1.0\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	28.386
Límite de esbeltez en el Patín	$\lambda = b_f / (2t_f)$	$\lambda =$	8.125 Compacto

3.2. Revisión del pandeo local en el alma

Límite Inferior de esbeltez en el Alma	$\lambda_p = 3.76\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	106.731
Límite Superior de esbeltez en el Alma	$\lambda_r = 5.70\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	161.8
Límite de esbeltez en el Alma	$\lambda = T / (t_w)$	$\lambda =$	25 Compacto

IV. Resistencia a flexión



Factor de modificación de pandeo lateral

Longitud plástica

Longitud Elástica

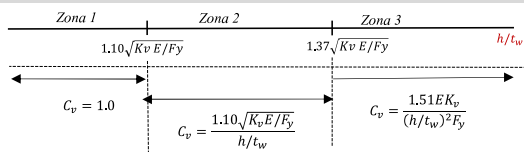
Donde:

Donde:

Momento Resistencia a flexión, Ton-m

$$\phi M_n = 7.87802 \text{ Ton-m} > Mu = 1.45 \text{ Ton-m} \quad \text{¡Cumple!} \quad 18\%$$

V. Resistencia a cortante



Coeficiente de pandeo de placa

Límite inferior

Límite superior

Coeficiente Cv

Área de Cortante

Resistencia a Cortante

$$\phi V_n = 17.1317 \text{ Ton} > Vu = 0.65 \text{ Ton} \quad \text{¡Cumple!} \quad 4\%$$

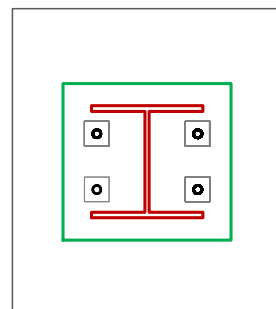
VI. Análisis de deflexión:

Deflexión permitida	L/240	$\Delta_{lim} =$	1.40	cm				
$\Delta_{lim} =$	1.40	cm	>	$\Delta_{Elas} =$	0.10	cm	¡Cumple! ✓	7%

Anexo 15: Diseño de plancha base de planta de ácidos y compresores

I. Datos de Entrada

Perfil de Selección de columna	W8X24	
Carga axial última de diseño	Pu = 3.68	Ton
Momento Último de diseño	Mu = 0.00	Ton-m
Cortante Último de diseño	Vu = 0.89	Ton
Tipo de Acero de la placa base	A-36	
Capacidad a compresión del concreto	F'c = 280	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy = 2531.1	kg/cm ²
Tipo de acero del perno de anclaje	A307	
Dímetro de perno	$\phi_{perno} = d_a = 3/4$	Pulg
Número de pernos a tensión en X	N°p = 2	Pernos
Número de filas pernos en Y	N°fp = 2	Pernos
Profundidad propuesta de anclaje	hef = 37	cm
Lado de arandela cuadrada de platina	L _{ar} = 5	cm



4 Pernos de 3/4 ", Arandelas de 5cm x 5cm

II. Datos Geométricos de la Placa Base

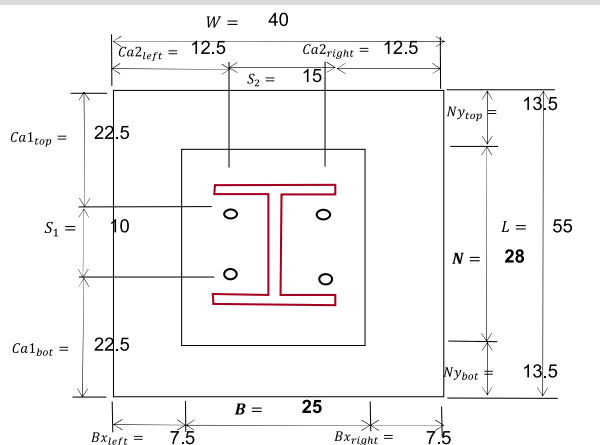
Peralte de la Columna	d = 20.1422	cm
Ancho del Patín	b _f = 16.51	cm
Espesor del Patín	t _f = 1.016	cm
Espesor del Alma	t _w = 0.6223	cm
Dimensión N de la placa	N = 28	cm
Dimensión B de la placa	B = 25	cm
Área de placa base	A ₁ = 700	cm ²

37.94 min

34.31 min

III. Datos Geométricos pedestal de concreto

Profundidad a compresión	ha = 37	cm
Separación pernos en Y	S1 = 10	cm
Separación pernos en X	S2 = 15	cm
Distancia NY, Arriba	NY _{top} = 13.5	cm
Distancia NY, Abajo	NY _{bot} = 13.5	cm
Distancia BX, Izquierda	BX _{left} = 7.5	cm
Distancia BX, Derecha	BX _{right} = 7.5	cm
Dimensión L Pedestal	L = 55	cm
Dimensión W Pedestal	W = 40	cm
Área máxima de concreto "pedestal"	A ₂ = 2200	cm ²
Distancia Perno al borde, Arriba	Ca1 _{top} = 22.5	cm
Distancia Perno al borde, Abajo	Ca1 _{bot} = 22.5	cm
Distancia Perno al borde, Izquierda	Ca2 _{left} = 12.5	cm
Distancia Perno al borde, Derecha	Ca2 _{right} = 12.5	cm



IV. Determinación excentricidades

Excentricidad de la carga	$e = M_u / P_u$	e = 0	cm
Capacidad de compresión	$f_p(máx) = \phi_c * 0.85 * F'_c \sqrt{A_2 / A_1}$	f _{p(máx)} = 274.254	kg/cm ²
Presión aplicada distribuida	$q_{máx} = f_p(máx) * B$	q _{máx} = 6856.34	kg/cm
Excentricidad crítica	$e_{crit} = (N/2) - P_u / (2 * q_{máx})$	e _{crit} = 13.73	cm
Capacidad a compresión actuante	$f_p = P_u / (B * Y)$	f _p = 5.25714	kg/cm ²

e < e_{crit}. Entonces el momento es de magnitud pequeña

V. Determinación de longitud de soporte y tensión en los pernos

Distancia del perno al borde de placa	a = N/2 - S ₁ /2	a = 9.00	cm
Longitud f	f = S ₁ /2	f = 5.00	cm
Primer término de la raíz		a ₁ = 361.00	cm ²
Segundo término de la raíz		a ₂ = 5.37	cm ²

a₁ > a₂ ✓

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{máx}}}$$

$$Y = N - 2e$$

Longitud de soporte	Y = 28.00	cm
q _{máx} = 6856.3 kg/cm	>	q = 131.4 kg/cm

¡Cumple! ✓ 2%

Tensión última $T_u = (q_{\max} * Y) - P_u$ $T_u = 0$ $T_u =$ Ton

VI. Determinación del espesor requerido

Longitud de voladizo en m $m = (N - 0.95d)/2$ $m =$ cm
 Longitud de voladizo en n $n = (B - 0.8b_f)/2$ $n =$ cm
 Máxima longitud de voladizo $\max(m;n) =$ cm

$$\text{Para } Y < m: t_{req} = 2.11 * \sqrt{(f_p * Y(m - Y/2)/f_y)}$$

$$\text{Para } Y \geq m: t_{req} = 1.5 * m * \sqrt{(f_p/f_y)}$$

Espesor en la fase de compresión $t_{p1} =$ cm
 Longitud de tensión $X = (N/2) - (d/2) - a$ ó " " $X =$ cm
 Espesor en la fase de tensión $t_{req} = 2.11 * \sqrt{\frac{T_u X}{B F_y}}$ ó " " $t_{p2} =$ cm
 Espesor requerido de platina $T_p =$ mm

VII. Determinación resistencia a tensión del perno

Tensión aplicada en el perno $T_r = T_u/(N * p)$ ó " 1" $T_r =$ Ton
 Área de un perno $A_r =$ cm²
 Límite de tensión de un perno $F_u =$ kg/cm²
 Resistencia del perno a tensión $\phi R_n = \phi * 0.75 * F_u * A_r$ $\phi R_n =$ Ton
 Verificación de resistencia: $\phi R_n =$ 7.89 Ton $>$ $T_r =$ 1.00 Ton 13%

VIII. Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto

Distancia Perno al borde, Arriba $Ca1 =$ cm
 Distancia Perno al borde, Izquierda $Ca2_{left} =$ cm
 Distancia Perno al borde, Derecha $Ca2_{right} =$ cm
 Distancia entre pernos en X $S_2 =$ cm
 Máximo efecto de distancia desgarramiento $1.5 * hef =$ cm

8.1. Cono de ruptura local de un perno

Cono de ruptura global

$$A_{NCo} = 9 * hef^2$$

$$A_{NC} = (Ca1 + 1.5 * hef)(Ca2_{left} + S_2 + Ca2_{right}) \leq N * p * 9 * hef^2$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3hef}}$$

$A_{NCo} =$ m²
 $A_{NC} =$ m²
 $e'_N =$
 $\psi_{ec,N} =$
 $Ca_{min} =$ cm

Distancia mínima al borde del concreto

$$\psi_{ed,N} = 1.0 \text{ Si } C_{a,min} \geq 1.5hef$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,min}}{1.5hef} \text{ Si } C_{a,min} < 1.5hef$$

El factor $\psi_{c,N}$ se tomara para: Anclaje preinstalado

Coefficiente de resistencia al arrancamiento

$$N_{b1} = K_c \lambda_a \sqrt{f_c} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{b2} = 3.9 \lambda_a \sqrt{f_c} * h_{ef}^{5/3}$$

$$N_b = \min(N_{b1}; N_{b2})$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCo}} \psi_{ec,N} * \psi_{ed,N} * \psi_{c,N} * \psi_{cp,N} * N_b$$

$\psi_{ed,N} =$
 $\psi_{c,N} =$
 $\psi_{cp,N} =$
 $K_c =$
 $N_{b1} =$ Ton
 $N_{b2} =$ Ton
 $N_b =$ Ton
 $N_{cbg} =$ Ton

Resistencia al desgarramiento del hormigón, $\phi R_n =$ $\phi N_{cbg} =$ Ton

Verificación:

$\phi R_n =$ 4.89 Ton $>$ $T_u =$ 0.00 Ton 0%

IX. Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto de un perno (ACI318-19):

Área de la arandela $A_{brg} = L_{ar}^2$ $A_{brg} =$ cm²
 Resistencia al desprendimiento del perno $N_p = 8 * A_{brg} * f'_c$ $N_p =$ Ton
 $\psi_{cp,N} =$
 Resistencia nominal al desprendimiento $N_{pn} = \psi_{cp,N} * N_p =$ $N_{pn} =$ Ton
 $\phi R_n =$ $\phi N_{pn} =$ Ton

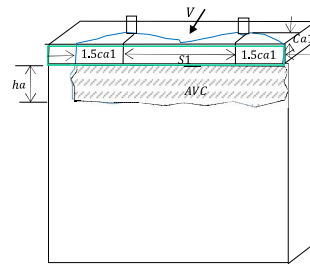
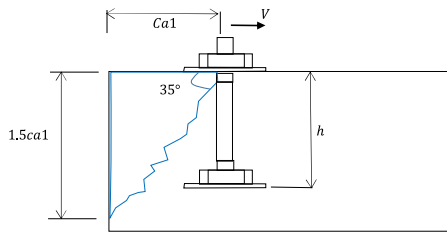
Verificación:

$\phi R_n =$ 42.00 Ton $>$ $T_r =$ 1.00 Ton 2%

X. Resistencia de los pernos a cortante (ACI318-19):

Resistencia a cortante de un perno $V_{sa} = \phi * A_r * F_u$ $V_{sa} =$ Ton

XI. Resistencia nominal a la ruptura del concreto por cortante en el perno (ACI318-19):



Proyección de área de falla a cortante

$$A_{vc} = [2(1.5C_{a1}) + S_1]h_a$$

$$A_{VCO} = 4.5(C_{a1})^2$$

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_V}{3h_{ef}}}$$

$$\Psi_{ed,V} = 1.0 \quad \text{Si } C_{a,2} \geq 1.5C_{a1}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,2}}{1.5C_{a1}} \quad \text{Si } C_{a,2} < 1.5C_{a1}$$

Factor para anclajes en concreto fisurado

$$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5C_{a1}}{h_a}} \leq 1.0$$

Profundidad efectiva del anclaje por cortante $l_e = \min(8 * \text{Øperno}; h_{ef})$

$$V_{b1} = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$$V_{b2} = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

Resistencia básica por arrancamiento del contante

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{VCO}} \Psi_{ecV} * \Psi_{edV} * \Psi_{cV} * \Psi_{hV} * V_b$$

$$A_{vc} = 0.1295 \text{ m}^2$$

$$A_{VCO} = 0.23 \text{ m}^2$$

$$e'_V = 1.00$$

$$\Psi_{ec,V} = 1.00$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.81111$$

$$\Psi_{c,V} = 1.00$$

$$\Psi_{h,V} = 1.00$$

$$l_e = 15.24 \text{ cm}$$

$$V_{b1} = 2.242 \text{ Ton}$$

$$V_{b2} = 6.608 \text{ Ton}$$

$$V_b = 2.242 \text{ Ton}$$

$$V_{cb} = 1.03 \text{ Ton}$$

XII. Resistencia al desprendimiento del concreto por cortante en el perno (ACI318-19):

Factor de modificación (hef < 2.5 * Øperno); Si Kc = 1 ; No Kc = 2

$$K_{cp} = 2$$

Resistencia nominal $V_{cp} = K_{cp} * N_{cp}$

$$V_{cp} = 13.03 \text{ Ton}$$

XIII. Capacidad de cortante en la base:

Máxima capacidad a cortante en la base $\phi V_n = \phi * \min(V_{sa}; V_{cb}; V_{cp})$

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton}$$

Carga a cortante aplicada

$$V_u/2 = 0.445$$

Verificación:

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton} > V_u/2 = 0.45 \text{ Ton} \quad \text{¡Cumple!} \quad 57\%$$

XIV. Interacción de cortante y tensión:

$$\left[\left(\frac{P_{uT}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] \leq 1.0$$

$$\phi R_n = 4.886 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.78 \text{ Ton}$$

Máximo caso de tensión: Considerando la tensión aplicado en todo los pernos

$$\left[\left(\frac{P_{uT}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.397 < 1.0 \quad \text{¡Cumple!} \quad 40\%$$

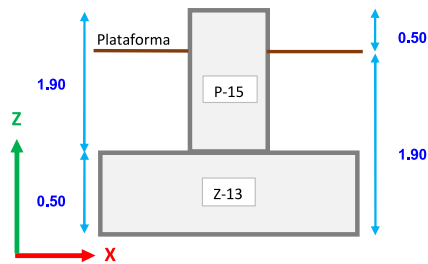
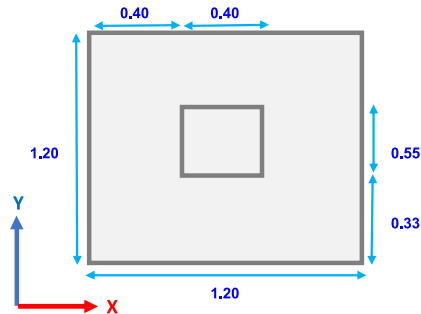
Máximo caso de cortante: Considerando la tensión aplicado en un solo perno, menos tensión más cortante

$$\left[\left(\frac{P_{uTr}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.468 < 1.0 \quad \text{¡Cumple!} \quad 47\%$$

Anexo 16: Diseño de cimentación de planta de ácidos y compresores

$f_c =$	280	kg/cm ²
Recubrimiento Zapata =	0.07	m
Recubrimiento Pedestal =	0.05	m
Densidad Relleno =	2.00	t/m ³
Q adm =	16.00	t/m ²
u =	0.45	
Peso Relleno =	3.42	t
Peso Zapata =	1.73	t
Peso Pedestal =	1.00	t

156.91 kPa



Condición Analizada	Esfuerzos (kPa)		
	σ mínimo	σ máximo	
Estática	30.08	76.42	OK
Dinámica	6.39	104.92	OK

Condición Analizada	Factor de Seguridad				
	Volteo "X"	Desliz. "X"	Volteo "Y"	Desliz. "Y"	
Estática	6.90	12.41	11.16	20.09	FS = 1.5
Dinámica	3.39	6.10	5.36	9.66	FS = 1.2
	OK	OK	OK	OK	

Elemento	Fuerza cortante (kN/m)		
	Última	Resistente	
Cimentación (e=0.50m)	66.25	273.96	OK
Pedestal (ancho mínimo=0.50m)	7.82	221.78	OK

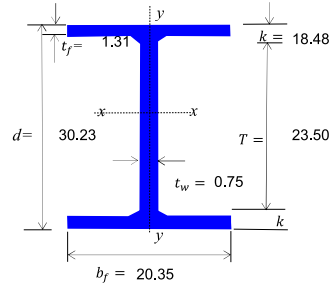
ZAPATA			Acero de refuerzo	
Mu "X" (T.m)	10.49	kN-m	0.70	cm ²
Vu "X" (T)	52.44	kN		
Mu "Y" (T.m)	5.83	kN-m	0.39	cm ²
Vu "Y" (T)	66.25	kN		
PEDESTAL				
Mu "X" (T.m)	14.86	kN-m	0.99	cm ²
Vu "X" (T)	7.82	kN		
Mu "Y" (T.m)	9.03	kN-m	0.60	cm ²
Vu "Y" (T)	4.75	kN		

0.1 $f_c A_g =$	604.09	kN
PU =	101.96	kN
	OK	

Anexo 17: Verificación de columna de soporte para cajón

I. Datos de Entrada

Perfil de Selección de columna		W12X40	
Carga axial a compresión de diseño	Pu =	18.20	Ton
Momento Último de diseño en el eje X	Mux =	6.12	Ton-m
Momento Último de diseño en el eje Y	Muy =	0.10	Ton-m
Condición de apoyo en la base		Articulado	
Desplazamiento lateral impedido en el eje X-X?		No	
Desplazamiento lateral impedido en el eje Y-Y?		No	
Longitud libre de la columna X	Lx =	2.20	m
Longitud libre de la columna Y	Ly =	2.00	m
Tipo de Acero		A-36	
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy =	2531.1	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del Acero	Es =	2039432	kg/cm ²
Módulo de cortante elástico de fluencia	G =	787221	kg/cm ²



II. Propiedades Geométricas de la Columna

Peralte de la Columna	d =	30.23	cm	Módulo de alabeo	Cw =	386691.65	cm ⁶
Longitud Libre del Alma h =	T =	23.50	cm	Módulo de torsión	J =	37.7106	cm ⁴
Ancho del Patín	bf =	20.35	cm	Módulo de Plástico en X	Zx =	934.063	cm ³
Espesor del Patín	tf =	1.31	cm	Módulo de Plástico en Y	Zy =	275.303	cm ³
Espesor del Alma	tw =	0.75	cm	Módulo elástico en X	Sx =	843.934	cm ³
Dist. Entre centros de patín	ho =	28.92	cm	Módulo elástico en Y	Sy =	180.258	cm ³
Inercia en X	Ixx =	12778	cm ⁴	Radio de giro efectivo rst =	rt =	5.6134	cm
Inercia en Y	Iyy =	1836	cm ⁴	Radio de giro en X	rx =	13.0302	cm
Área global	Ag =	75.48	cm ²	Radio de giro en Y	ry =	4.9276	cm
Peso propio	Pp =	59.53	kg/m				

III. Datos de Salida

Coefficiente de rigidez relativa en Ax,		Gax =	10
Coefficiente de rigidez relativa en Ay,		Gay =	10
Coefficiente de rigidez relativa en Bx,		Gbx =	7.86955
Coefficiente de rigidez relativa en By,		Gby =	1.34915
Para pórticos no arriostrados		Para pórticos arriostrados	
$K = \frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}$		$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28}$	
Coefficiente de longitud efectiva en X		Kx =	2.84188
Coefficiente de longitud efectiva en Y		Ky =	1.98785
Coefficiente de esbeltez en X	$\lambda_x = K_x L_x / r_x$	$\lambda_x =$	47.9818
Coefficiente de esbeltez en Y	$\lambda_y = K_y L_y / r_y$	$\lambda_y =$	80.6821
Coefficiente de esbeltez máximo	$\lambda_{max} = \max(\lambda_x; \lambda_y)$	$\lambda_{max} =$	80.6821

IV. Análisis de Esbeltez Local

4.1. Pandeo Local en el Patín Qs:

$Q_s = 1.0$	$Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$	$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2}$	
λ_p	λ_r		
Esbeltez de límite inferior en el patín	$\lambda_p = 0.56 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda p =$	15.90
Esbeltez de límite superior en el patín	$\lambda_r = 1.03 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda r =$	29.24
Esbeltez en el patín	$\lambda = b_f / (2t_f)$	$\lambda =$	7.78 Zona 1
Factor de reducción por pandeo del patín		$Q_s =$	1

4.2. Pandeo Local en el Alma Qa:

$Q_a = 1.0$	$Q_a = \frac{A_e}{A}$	$A_e = A - \Sigma(b - b_e)t$	$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f} \left(1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right)} \leq b$
λ_p			$f = F_{cr} \text{ calculado con base en } Q = 1.0$
Esbeltez de límite en el alma	$\lambda_p = 1.49 \sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	42.30
Esbeltez en el alma	$\lambda = T / (tw)$	$\lambda =$	31.36 Zona 1
$F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_y} \right] F_y$	$F_{cr} = 0.877 F_e$	λ_{max}	
Esfuerzo de pandeo crítico elástico-Esf. Euler	$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$		
Esfuerzo de pandeo crítico por flexión (kg/cm ²)			
Ancho efectivo			
Área efectiva			
Factor de reducción por pandeo del alma		Qa =	1
Factor de reducción total por pandeo en alma	Q = Qs * Qa	Q =	1

V. Resistencia por pandeo flexional

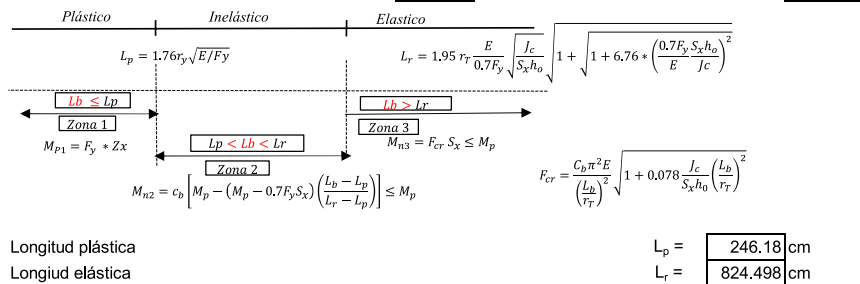
Esbeltez límite	$4.71\sqrt{E/(F_y + Q)}$	$\lambda_{lim} =$	133.698
Esfuerzo crítico de Euler $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$	$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y + Q}{F_y}\right] F_y + Q$	$F_e =$	3092.11 kg/cm ²
Esfuerzo crítico de la columna	$F_{cr} = 0.877 F_e$	$F_{cr} =$	1796.84 kg/cm ²
Resistencia por pandeo flexional	$\phi R_n = \phi F_{cr} * A_g$	$\phi R_n =$	122068.9 kg
$\phi R_n =$	122.07 Ton	$P_u =$	18.20 Ton
	>		¡Cumple! ✓ 15%

VI. Resistencia por pandeo flexotorsional

Rango límite entre elástico-Inelástico	$0.44 * Q * F_y$		1114 kg/cm ²
Esfuerzo crítico de Euler	$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$	$F_e =$	13035.7 kg/cm ²
Esfuerzo crítico de la columna		$F_{cr} =$	2333.5 kg/cm ²
Resistencia por pandeo flexotorsional	$\phi R_n = \phi F_{cr} * A_g$	$\phi R_n =$	158526.9 kg
$\phi R_n =$	158.53 Ton	$P_u =$	18.20 Ton
	>		¡Cumple! ✓ 11%

VII. Resistencia a momento por flexocompresión

7.1. Resistencia a momento en X: Donde: $C_b =$ 1.00 y Donde: $\phi_b =$ 0.9



Resistencia a flexión en X (Ton-m)	$M_{p1} =$	23.64	Zona 1
$\phi M_n =$	21.28 Ton-m	$M_u =$	6.12 Ton-m
	>		¡Cumple! ✓ 29%

7.2. Resistencia a momento en Y:

Longitud plástica	$L_p = 1.76 r_{yx} \sqrt{E/F_y}$	$L_p =$	650.98 cm
Resistencia a flexión en Y (Ton-m)	$M_p = F_y * Z_y$	$M_p =$	6.96805 Ton-m
$\phi M_n =$	6.27 Ton-m	$M_u =$	0.10 Ton-m
	>		¡Cumple! ✓ 2%

7.3. Ecuación de interacción:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi P_n} + 8 \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

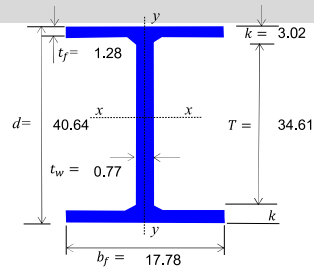
$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2 \phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Relación de resistencia axial	$P_u / \phi P_n =$	0.15
Chequeo de combinación de esfuerzos	$1.0 >$	0.378
		¡Cumple! ✓ 38%

Anexo 18: Verificación de viga de soporte para cajón

I. Datos de Entrada

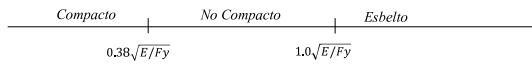
Tipo de viga		W16X40	
Momento último de diseño	Mu =	12.56	Ton-m
Cortante último de diseño	Vu =	11.15	Ton
Deflexión calculada	Δ_{Elas} =	1.85	cm
Longitud de la viga	L =	5.50	m
Longitud de trabajo libre de arriostamiento	L _b =	5.50	m
Tipo de acero		A-36	
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy =	2531.1	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del Acero	Es =	2039432	kg/cm ²
Tiene regidizadores ?		No	



II. Propiedades Geométricas de la Viga

Peralte de la Viga	d =	40.64	cm	Módulo de alabeo	Cw =	464567	cm ⁶
Longitud Libre del Alma	T =	34.61	cm	Módulo de torsión	J =	33	cm ⁴
Ancho del Patín	bf =	17.78	cm	Módulo de Plástico	Z _x =	1196.26	cm ³
Espesor del Patín	tf =	1.28	cm	Módulo elástico	S _x =	1060.24	cm ³
Espesor del Alma	tw =	0.77	cm	Radio de giro efectivo	r _r =	4.72	cm
Inercia en X	I _{xx} =	21561	cm ⁴	Radio de giro en Y	r _y =	3.99	cm
Inercia en Y	I _{yy} =	1203	cm ⁴	Dist. Entre centros de patin	ho =	39.36	cm

III. Esbeltez local



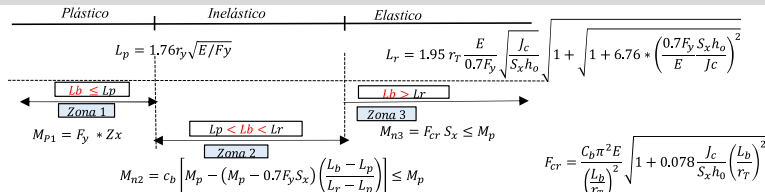
3.1. Revisión del pandeo local en los patines

Límite Inferior de esbeltez en el patín	$\lambda_p = 0.38\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	10.7867
Límite Superior de esbeltez en el patín	$\lambda_r = 1.0\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	28.386
Límite de esbeltez en el Patín	$\lambda = b_f / (2t_f)$	$\lambda =$	6.93069 Compacto

3.2. Revisión del pandeo local en el alma

Límite Inferior de esbeltez en el Alma	$\lambda_p = 3.76\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_p =$	106.731
Límite Superior de esbeltez en el Alma	$\lambda_r = 5.70\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r =$	161.8
Límite de esbeltez en el Alma	$\lambda = T / (t_w)$	$\lambda =$	44.6721 Compacto

IV. Resistencia a flexión



Factor de modificación de pandeo lateral

Longitud plástica

Longitud Elástica

Donde:

Donde:

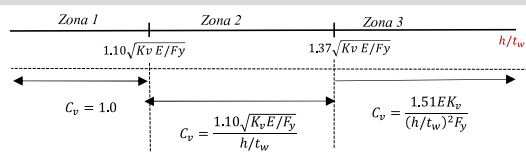
Momento Resistencia a flexión, Ton-m

$\phi M_n = 18.1633$ Ton-m $>$ Mu = 12.56 Ton-m

Cb =	1.00
Lp =	199.2 cm
Lr =	598.5 cm
Lb =	550.0 cm
$\phi_b =$	0.9
Mn2 =	20.1815 Zona 2

¡Cumple! 69%

V. Resistencia a cortante



Coeficiente de pandeo de placa

Límite inferior

Límite superior

Coeficiente Cv

Área de Cortante

Aw = d*tw

Donde:

Resistencia a Cortante

Vn = 0.6*Fy*Aw * Cv

$\phi V_n = 43.0311$ Ton $>$ Vu = 11.15 Ton

Kv =	5
h/tw =	44.67
$1.10\sqrt{K_v E / F_y} =$	69.82
$1.37\sqrt{K_v E / F_y} =$	86.96

Cv =	1 Zona 1
Aw =	31.4838 cm ²
$\phi_c =$	0.9
Vn =	47812.3 Kg

¡Cumple! 26%

VI. Análisis de deflexión:

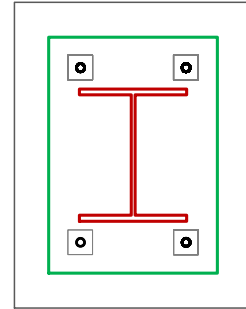
Deflexión permitida	L/240	$\Delta_{lim} =$	2.29 cm
$\Delta_{lim} =$	2.29 cm	$\Delta_{Elas} =$	1.85 cm

¡Cumple! 81%

Anexo 19: Diseño de plancha base de soporte para cajón

I. Datos de Entrada

Perfil de Selección de columna	W12X40	
Carga axial última de diseño	$P_u = 18.24$	Ton
Momento Último de diseño	$M_u = 2.77$	Ton-m
Cortante Último de diseño	$V_u = 1.13$	Ton
Tipo de Acero de la placa base	A-36	
Capacidad a compresión del concreto	$F'_c = 280$	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia de acero	$F_y = 2531.1$	kg/cm ²
Tipo de acero del perno de anclaje	A307	
Diámetro de perno	$\phi_{perno} = d_a = 1$	Pulg
Número de pernos a tensión en X	$N^o_p = 2$	Pernos
Número de filas pernos en Y	$N^o_{fp} = 2$	Pernos
Profundidad propuesta de anclaje	$hef = 40$	cm
Lado de arandela cuadrada de platina	$L_{ar} = 5$	cm



4 Pernos de 1", Arandelas de 5cm x 5cm

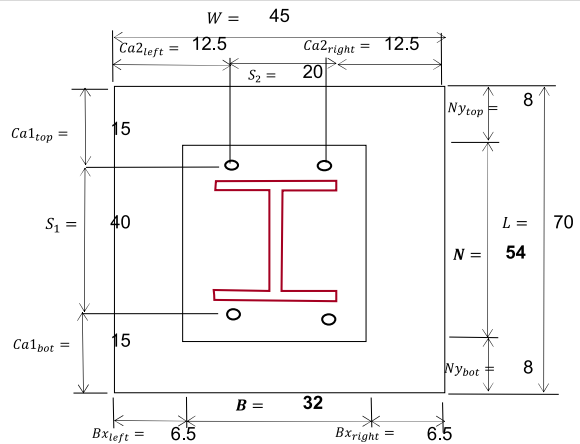
II. Datos Geométricos de la Placa Base

Peralte de la Columna	$d = 30.226$	cm
Ancho del Patín	$b_f = 20.3454$	cm
Espesor del Patín	$t_f = 1.3081$	cm
Espesor del Alma	$t_w = 0.7493$	cm
Dimensión N de la placa	$N = 54$	cm
Dimensión B de la placa	$B = 32$	cm
Área de placa base	$A_1 = 1728$	cm ²

53.11 min
43.23 min

III. Datos Geométricos pedestal de concreto

Profundidad a compresión	$ha = 40$	cm
Separación pernos en Y	$S_1 = 40$	cm
Separación pernos en X	$S_2 = 20$	cm
Distancia NY, Arriba	$NY_{top} = 8$	cm
Distancia NY, Abajo	$NY_{bot} = 8$	cm
Distancia BX, Izquierda	$BX_{left} = 6.5$	cm
Distancia BX, Derecha	$BX_{right} = 6.5$	cm
Dimensión L Pedestal	$L = 70$	cm
Dimensión W Pedestal	$W = 45$	cm
Área máxima de concreto "pedestal"	$A_2 = 3150$	cm ²
Distancia Perno al borde, Arriba	$Ca1_{top} = 15$	cm
Distancia Perno al borde, Abajo	$Ca1_{bot} = 15$	cm
Distancia Perno al borde, Izquierda	$Ca2_{left} = 12.5$	cm
Distancia Perno al borde, Derecha	$Ca2_{right} = 12.5$	cm



IV. Determinación excentricidades

Excentricidad de la carga	$e = M_u/P_u$	$e = 15.1864$	cm
Capacidad de compresión	$f_{p(max)} = \phi_c * 0.85 * F'_c \sqrt{A_2/A_1}$	$f_{p(max)} = 208.869$	kg/cm ²
Presión aplicada distribuida	$q_{max} = f_{p(max)} * B$	$q_{max} = 6683.8$	kg/cm
Excentricidad crítica	$e_{crit} = (N/2) - P_u/(2 * q_{max})$	$e_{crit} = 25.64$	cm
Capacidad a compresión actuante	$f_p = P_u/(B * Y)$	$f_p = 24.1247$	kg/cm ²

$e < e_{crit}$. Entonces el momento es de magnitud pequeña

V. Determinación de longitud de soporte y tensión en los pernos

Distancia del perno al borde de placa	$a = N/2 - S_1/2$	$a = 7.00$	cm
Longitud f	$f = S_1/2$	$f = 20.00$	cm
Primer termino de la raíz		$a_1 = 2209.00$	cm ²
Segundo término de la raíz		$a_2 = 192.05$	cm ²

$a_1 > a_2$ ✓

Longitud de soporte	$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}}$	$Y = 23.63$	cm
$q_{max} = 6683.8$	kg/cm ²	$q = 772.0$	kg/cm

¡Cumple! ✓ 12%

Tensión última $T_u = (q_{\max} * Y) - P_u$ $T_u = 0$ $T_u =$ Ton

VI. Determinación del espesor requerido

Longitud de voladizo en m $m = (N - 0.95d)/2$ $m =$ cm
 Longitud de voladizo en n $n = (B - 0.8b_f)/2$ $n =$ cm
 Máxima longitud de voladizo $\max(m;n) =$ cm

$$\text{Para } Y < m: t_{req} = 2.11 * \sqrt{(f_p * Y(m - Y/2)/f_y)}$$

$$\text{Para } Y \geq m: t_{req} = 1.5 * m * \sqrt{(f_p/f_y)}$$

Espesor en la fase de compresión $t_{p1} =$ cm
 Longitud de tensión $X = (N/2) - (d/2) - a$ ó " " $X =$ cm
 Espesor en la fase de tensión $t_{req} = 2.11 * \sqrt{\frac{T_u X}{B F_y}}$ ó " " $t_{p2} =$ cm
 Espesor requerido de platina $T_p =$ mm
 Pulg

VII. Determinación resistencia a tensión del perno

Tensión aplicada en el perno $T_r = T_u/(N * p)$ ó " 1" $T_r =$ Ton
 Área de un perno $A_r =$ cm²
 Límite de tensión de un perno $F_u =$ kg/cm²
 Resistencia del perno a tensión $\phi R_n = \phi * 0.75 * F_u * A_r$ $\phi R_n =$ Ton
 Verificación de resistencia:
 $\phi R_n =$ 14.03 Ton $>$ $T_r =$ 1.00 Ton ¡Cumple! ☒ 7%

VIII. Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto

Distancia Perno al borde, Arriba $Ca1 =$ cm
 Distancia Perno al borde, Izquierda $Ca2_{left} =$ cm
 Distancia Perno al borde, Derecha $Ca2_{right} =$ cm
 Distancia entre pernos en X $S_2 =$ cm
 Máximo efecto de distancia desgarramiento $1.5 * hef =$ cm

8.1. Cono de ruptura local de un perno

Cono de ruptura global

$$A_{NCo} = 9 * hef^2$$

$$A_{NC} = (Ca1 + 1.5 * hef)(Ca2_{left} + S_2 + Ca2_{right}) \leq N * p * 9 * hef^2$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3hef}}$$

$A_{NCo} =$ m²
 $A_{NC} =$ m²
 $e'_N =$
 $\psi_{ec,N} =$
 $Ca_{min} =$ cm

Distancia mínima al borde del concreto

$$\psi_{ed,N} = 1.0 \text{ Si } C_{a,min} \geq 1.5hef$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,min}}{1.5hef} \text{ Si } C_{a,min} < 1.5hef$$

El factor $\psi_{c,N}$ se tomara para: Anclaje preinstalado

Coefficiente de resistencia al arrancamiento

$$N_{b1} = K_c \lambda_a \sqrt{f_c} * hef^{1.5}$$

$$N_{b2} = 3.9 \lambda_a \sqrt{f_c} * hef^{5/3}$$

$$N_b = \min(N_{b1}; N_{b2})$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCo}} \psi_{ec,N} * \psi_{ed,N} * \psi_{c,N} * \psi_{cp,N} * N_b$$

$\psi_{ed,N} =$
 $\psi_{c,N} =$
 $\psi_{cp,N} =$
 $K_c =$
 $N_{b1} =$ Ton
 $N_{b2} =$ Ton
 $N_b =$ Ton
 $N_{cbg} =$ Ton

Resistencia al desgarramiento del hormigón,

$$\phi R_n = \phi N_{cbg} =$$

Verificación:

$\phi R_n =$ 5.12 Ton $>$ $T_u =$ 0.00 Ton ¡Cumple! ☒ 0%

IX. Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto de un perno (ACI318-19):

Área de la arandela $A_{brg} = L_{ar}^2$ $A_{brg} =$ cm²
 Resistencia al desprendimiento del perno $N_p = 8 * A_{brg} * f'_c$ $N_p =$ Ton
 $\psi_{cp,N} =$
 Resistencia nominal al desprendimiento $N_{pn} = \psi_{cp,N} * N_p =$ $N_{pn} =$ Ton
 $\phi R_n = \phi N_{pn} =$ Ton

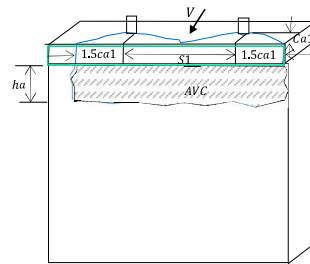
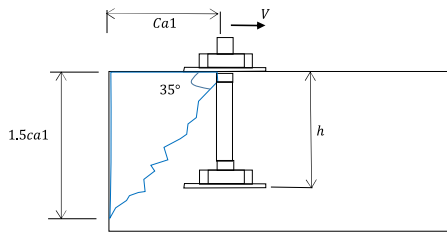
Verificación:

$\phi R_n =$ 42.00 Ton $>$ $T_r =$ 1.00 Ton ¡Cumple! ☒ 2%

X. Resistencia de los pernos a cortante (ACI318-19):

Resistencia a cortante de un perno $V_{sa} = \phi * A_r * F_u$ $V_{sa} =$ Ton

XI. Resistencia nominal a la ruptura del concreto por cortante en el perno (ACI318-19):



Proyección de área de falla a cortante

$$A_{vc} = [2(1.5C_{a1}) + S_1]h_a$$

$$A_{vco} = 4.5(C_{a1})^2$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_V}{3h_{ef}}}$$

$$\psi_{ed,V} = 1.0 \quad \text{Si } C_{a,2} \geq 1.5C_{a1}$$

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,2}}{1.5C_{a1}} \quad \text{Si } C_{a,2} < 1.5C_{a1}$$

Factor para anclajes en concreto fisurado

$$\psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5C_{a1}}{h_a}} \leq 1.0$$

Profundidad efectiva del anclaje por cortante $l_e = \min(8 * \text{Øperno}; h_{ef})$

$$V_{b1} = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$$V_{b2} = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

Resistencia básica por arrancamiento del contante

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ecV} * \psi_{edV} * \psi_{cV} * \psi_{hV} * V_b$$

$$A_{vc} = 0.26 \text{ m}^2$$

$$A_{vco} = 0.10 \text{ m}^2$$

$$e'_V =$$

$$\psi_{ec,V} = 1.00$$

$$\psi_{ed,V} = 0.86667$$

$$\psi_{c,V} = 1.00$$

$$\psi_{h,V} = 1.00$$

$$l_e = 20.32 \text{ cm}$$

$$V_{b1} = 1.409 \text{ Ton}$$

$$V_{b2} = 3.597 \text{ Ton}$$

$$V_b = 1.409 \text{ Ton}$$

$$V_{cb} = 3.14 \text{ Ton}$$

XII. Resistencia al desprendimiento del concreto por cortante en el perno (ACI318-19):

Factor de modificación (hef < 2.5*Øperno); Si Kc=1 ; No Kc=2

$$K_{cp} = 2$$

Resistencia nominal $V_{cpg} = K_{cp} * N_{cpg}$

$$V_{cpg} = 13.64 \text{ Ton}$$

XIII. Capacidad de cortante en la base:

Máxima capacidad a cortante en la base $\phi V_n = \phi * \min(V_{sa}; V_{cb}; V_{cpg})$

$$\phi V_n = 2.35 \text{ Ton}$$

Carga a cortante aplicada

$$V_u/2 = 0.565$$

Verificación:

$$\phi V_n = 2.35 \text{ Ton} > V_u/2 = 0.57 \text{ Ton} \quad \text{¡Cumple!} \quad 24\%$$

XIV. Interacción de cortante y tensión:

$$\left[\left(\frac{P_{uT}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] \leq 1.0$$

$$\phi R_n = 5.115 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 2.35 \text{ Ton}$$

Máximo caso de tensión: Considerando la tensión aplicado en todos los pernos

$$\left[\left(\frac{P_{uT}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.093 < 1.0 \quad \text{¡Cumple!} \quad 9\%$$

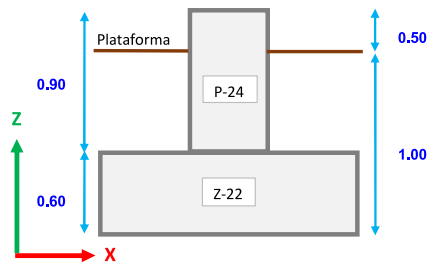
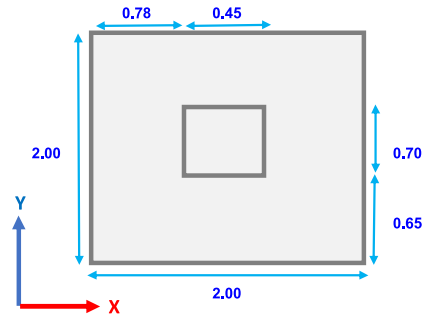
Máximo caso de cortante: Considerando la tensión aplicado en un solo perno, menos tensión más cortante

$$\left[\left(\frac{P_{uTr}}{\phi R_{nT}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.159 < 1.0 \quad \text{¡Cumple!} \quad 16\%$$

Anexo 20: Diseño de cimentación de soporte para cajón

f_c =	280	kg/cm ²
Recubrimiento Zapata =	0.07	m
Recubrimiento Pedestal =	0.05	m
Densidad Relleno =	2.00	t/m ³
Q adm =	16.00	t/m ²
u =	0.45	
Peso Relleno =	2.95	t
Peso Zapata =	5.76	t
Peso Pedestal =	0.68	t

156.91 kPa



Condición Analizada	Esfuerzos (kPa)		
	σ mínimo	σ máximo	
Estática	20.52	97.28	OK
Dinámica	11.55	109.69	OK

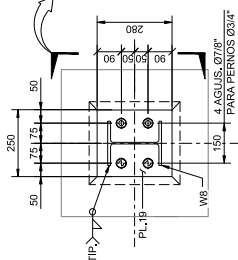
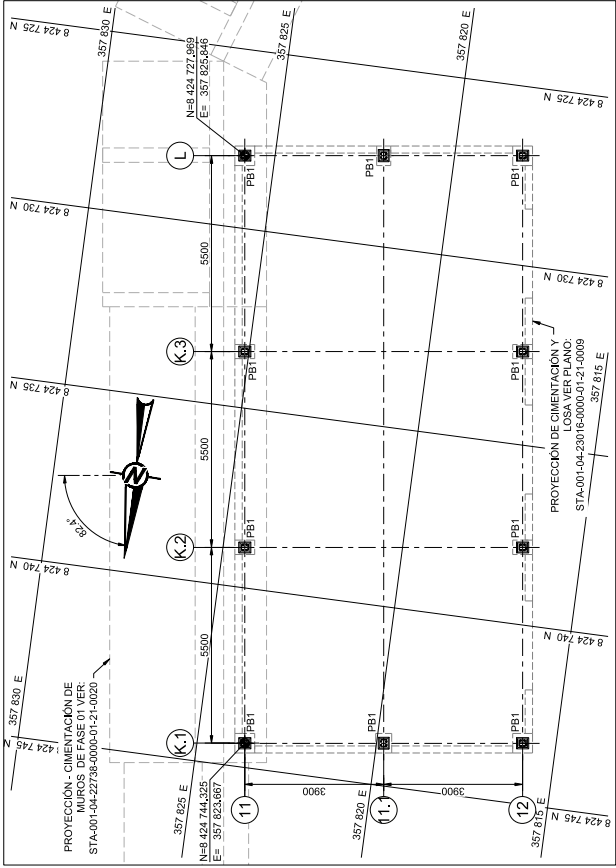
Condición Analizada	Factor de Seguridad				
	Volteo "X"	Desliz. "X"	Volteo "Y"	Desliz. "Y"	
Estática	4.60	3.11	5.71	10.22	FS = 1.5
Dinámica	3.84	2.59	4.60	6.74	FS = 1.2
	OK	OK	OK	OK	

Elemento	Fuerza cortante (kN/m)		
	Última	Resistente	
Cimentación (e=0.50m)	151.34	339.19	OK
Pedestal (ancho mínimo=0.50m)	57.52	254.39	OK

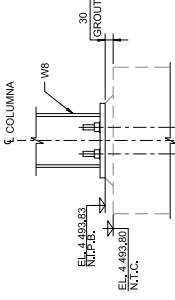
ZAPATA			Acero de refuerzo	
Mu "X" (T.m)	49.78	kN-m	2.67	cm ²
Vu "X" (T)	128.46	kN		
Mu "Y" (T.m)	31.97	kN-m	1.71	cm ²
Vu "Y" (T)	151.34	kN		
PEDESTAL				
Mu "X" (T.m)	51.77	kN-m	2.77	cm ²
Vu "X" (T)	57.52	kN		
Mu "Y" (T.m)	59.61	kN-m	3.19	cm ²
Vu "Y" (T)	14.46	kN		

0.1 $f_c A_g$ =	864.95	kN
PU =	404.15	kN
	OK	

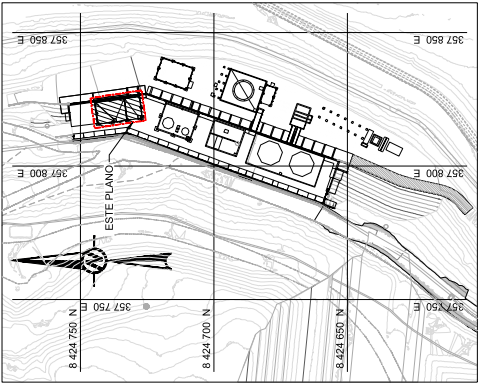
Anexo 21: Planos de detalle



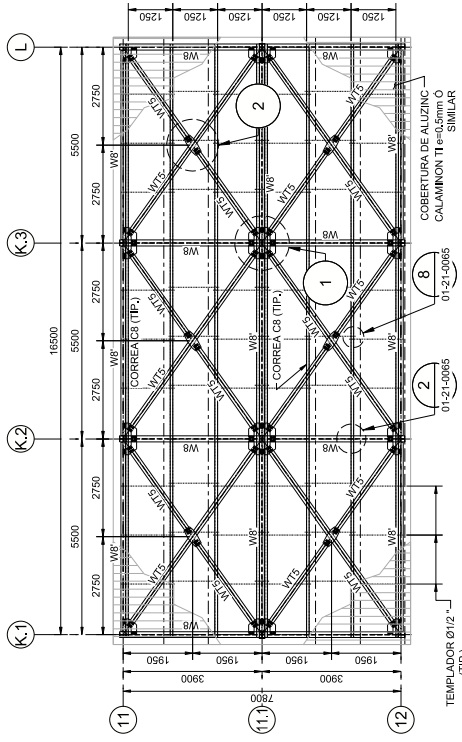
PB-1 - PLANTA (10 UNIDADES)
ESCALA 1:10



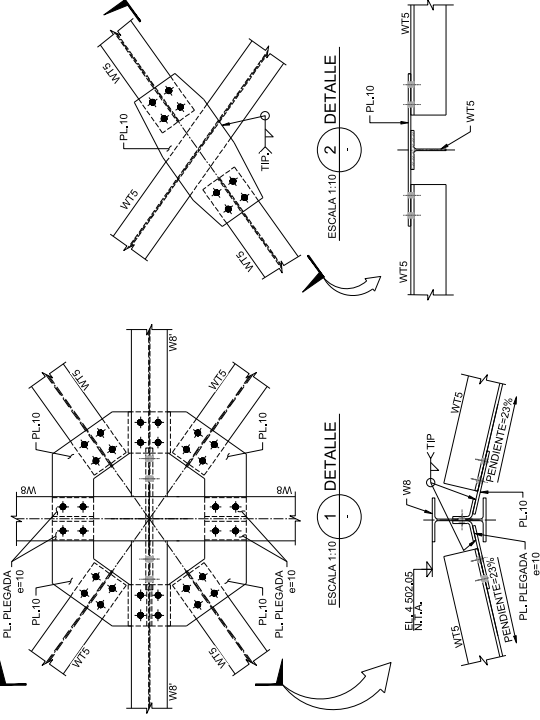
PLANO LLAVE
ESC. 1:1 000



ALMACÉN DE REACTIVOS - DISTRIBUCIÓN DE PLANCHAS BASE - PLANTA
ESCALA 1:75



ALMACÉN DE REACTIVOS - PLANTA DE TECHO (S/C-30 kg/m2)
ESCALA 1:75



ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL: PÓRTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRISTRADOS (OCBF).
- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL: PÓRTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF).
- PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL 1.4 SEG. EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL 1.3 SEG.
- FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA PARA EL DISEÑO. 7.7 KN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL Y 8.8 KN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.

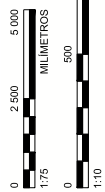
5. PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO.

Descripción	Valor
Factor de Zona, Z (Zona 2)	0.25
Acceleración de la gravedad (g)	9.81 m/s²
Factor de Uso, U	1.00
Factor de Amplificación, S	1.00
Período, Tc	2.50
Coefficiente de Reducción, R	4.00

Del Longitudinal Píctico Ordinario Concentricamente Arristrado (OCBF) De Transversal Píctico Ordinario Resistente a Momentos (OMF)

LISTA DE PERFILES
W8 = W8 x 24
W8' = W8 x 18
WT5 = WT5 x 13
CS = CSF x 3" x 3mm.

SUMINISTRO Y FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL	
MATERIALES	
PERFILES W y WT	ASTM A36
CANALES Y BLANCHAS	ASTM A36
PERNOS Y TUERCAS DE ALTA RESISTENCIA	ASTM A325
ARANDÉLAS	ASTM F436
ELECTRODOS DE SOLDAR	
ARCO DE METAL PROTEGIDO (SMAW)	AWS A5.1 E70XX

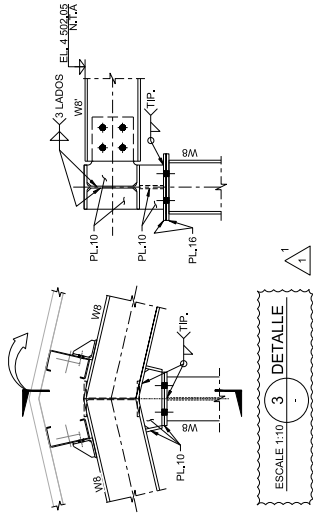
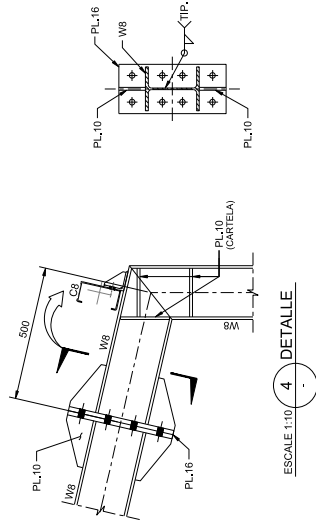
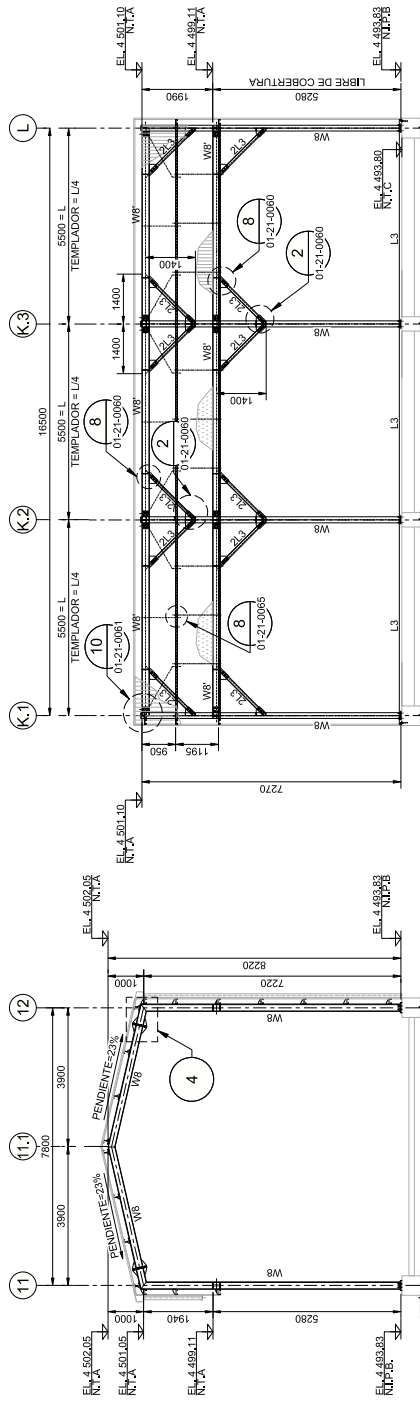
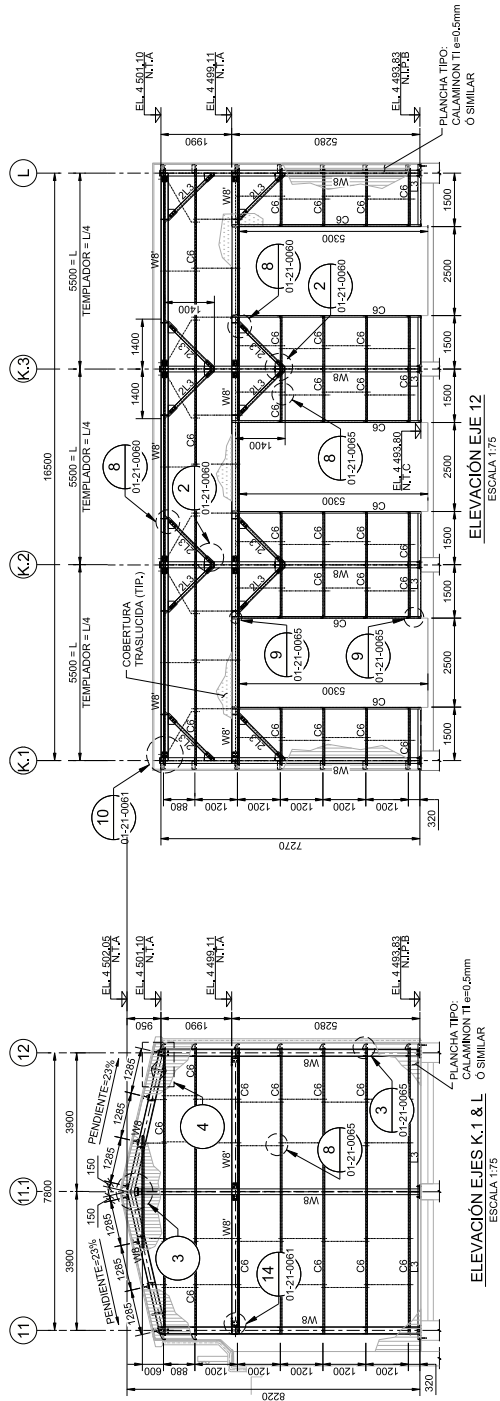


LEYENDA
N.T.C. = NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.C. = NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.C. = NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.C. = NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.C. = NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.C. = NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.C. = NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.C. = NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.C. = NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.C. = NIVEL TOPE DE CONCRETO

- NOTAS
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EN MILÍMETROS Y ELEVACIONES EN METROS.
 - LAS ELEVACIONES ESTÁN REFERIDAS A ALTURAS ORTOMÉTRICAS (m.s.n.m.).
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0018.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0002.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0003.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0004.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0005.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0006.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0007.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0008.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0009.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0010.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0011.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0012.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0013.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0014.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0015.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0016.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0017.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0018.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0019.
 - VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0020.

INGENIERÍA DE DETALLE - SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE LA UNIDAD MINERA

TÍTULO
SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
ESTRUCTURAS - ALMACÉN DE REACTIVOS
DISTRIBUCIÓN DE PLANCHAS BASE Y TECHO - PLANTA



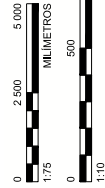
NOTA DE REVISIÓN

SE AGREGO CORREAS

LISTA DE PERFILES	
W8	= W8 x 24
W8'	= W8 x 18
WT5	= WT5 x 13
2L3	= 2 L3" x 3" x 3/16"
C6	= C6" x 3" x 3mm
C8	= C8" x 3" x 3mm

SUMINISTRO Y FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL

MATERIALES	ASTM A36
PERFILES W y WT	ASTM A36
CANALES Y PLANCHAS	ASTM A36
ÁNGULOS	ASTM A325
PERNOS Y TUERCAS DE ALTA RESISTENCIA	ASTM F436
ARandelas	
ELECTRODOS DE SOLDAR	
ARCO DE METAL PROTEGIDO (SMAW)	AWS A5.1 E70XX



LEYENDA	
N.T.C.	= NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.A.	= NIVEL TOPE DE ACERO
N.I.P.B.	= NIVEL INFERIOR DE PLANCHAS
T.P.	= TÍPICO

NOTAS

1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EN MILÍMETROS Y ELEVACIONES EN METROS.
2. LAS ELEVACIONES ESTÁN REFERIDAS A ALTURAS OROMÉTRICAS. (m.s.n.m.)
3. VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0018.
4. VER UBICACIÓN EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0002.
5. VER CIMENTACIÓN EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0009.
6. VER COBERTURA Y CERRAMIENTO EN PLANOS STA-001-04-23016-0000-01-21-0005 Y STA-001-04-23016-0000-01-21-0026.

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

1. SISTEMA ESTRUCTURAL SISIORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL: PÓRTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (CSB).
2. SISTEMA ESTRUCTURAL SISIORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL: PÓRTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OM).
3. SISTEMA FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL 1,4 SEG. EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL 1,3 SEG.
4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA PARA EL DISEÑO: 7,7 KN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL Y 5,66 KN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.
5. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ÚLTIMO NIVEL 2,4 CM. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPIESO 0,0036.

5. PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO.

Descripción	Valor
Factor de Zona, Z (Zona 2)	0.50g
Acceleración de la gravedad (g)	9.81 m/s ²
Factor de Inco, I	1.00
Factor de Amplificación, S	1.00
Periodo, T _p	0.40
Periodo, T _l	2.50
Coefficiente de Reducción, R	4.00

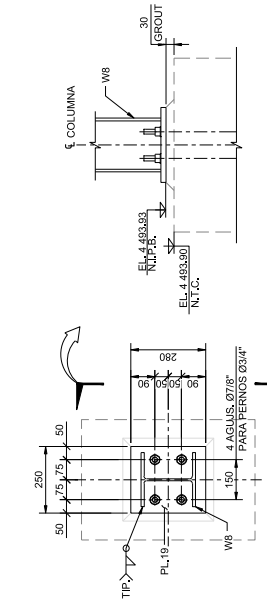
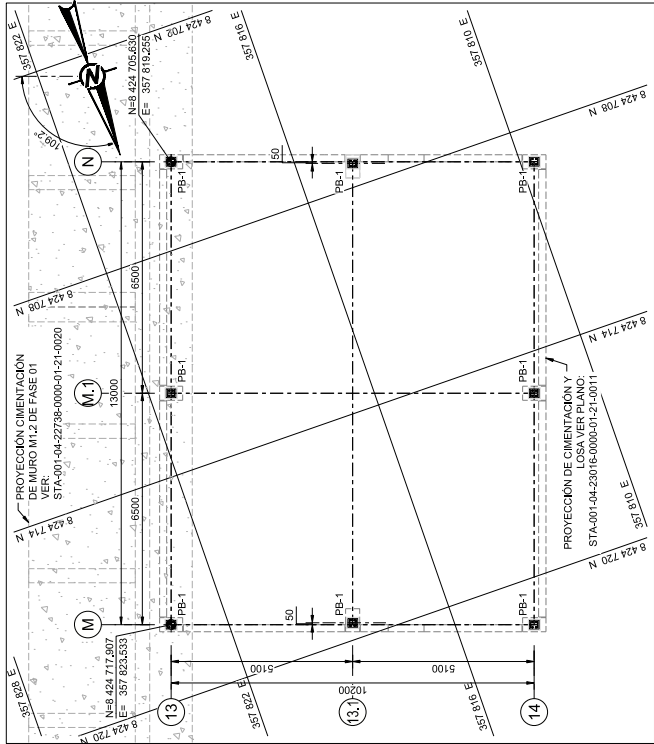
INGENIERÍA DE DETALLE - SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE LA UNIDAD MINERA

TÍTULO

PROJECT NO. _____

STA-001-04-23016-0000-01-21-0018

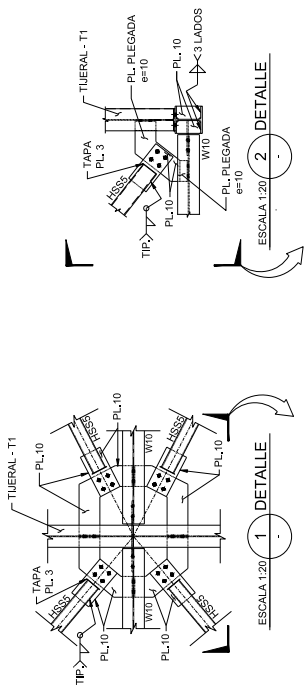
1



PB-1 - PLANTA (8 UNIDADES)

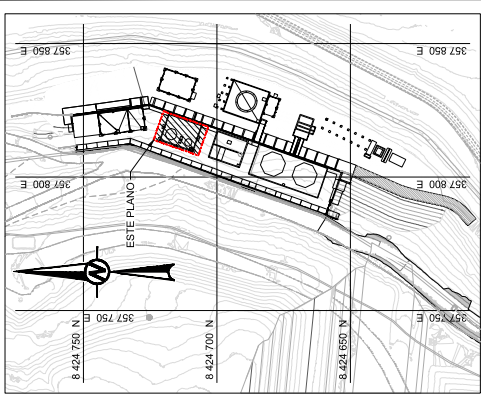
NOTA DE REVISIÓN

1 SE ACTUALIZO N.T.A.



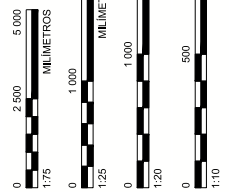
1 DETALLE

2 DETALLE



LISTA DE PERFILES	
W8	= W8 x 31
W10	= W10 x 42
W16	= W16 x 13
HSS5	= HSS5 x 5" x 3/16"
L3	= L3 x 3" x 1/4"
C8	= C8 x 3" x 3mm

SUMINISTRO Y FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL	
MATERIALES	
PERFILES W10, W16	ASTM A36
PERFILES TUBULARES	ASTM A500 G-8
CANALES Y PLANCHAS	ASTM A36
ÁNGULOS	ASTM A36
PERNOS Y TUERCAS DE ALTA RESISTENCIA	ASTM A325
ARANDELAS	ASTM F436
ELECTRODOS DE SOLDAR	
ARCO DE METAL PROTEGIDO (SMAW)	AMS A5.1 E70XX



LEYENDA	
N.T.C.	= NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.A.	= NIVEL TOPE DE ACERO
N.I.P.B.	= NIVEL INFERIOR DE PLANCHAS BASE
VAR.	= VARIABLE

NOTAS

1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EN MILÍMETROS Y ELEVACIONES EN METROS.
2. A LA FECHA DE EMISIÓN DE ESTE PLANO SE CUENTA CON LA INFORMACIÓN VENDEDOR DE ESTE EQUIPO, ESTE PLANO SE ACTUALIZARÁ EN CUANTO SE TENGA ESTA INFORMACIÓN.

INGENIERÍA DE DETALLE - SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE LA UNIDAD MINERA

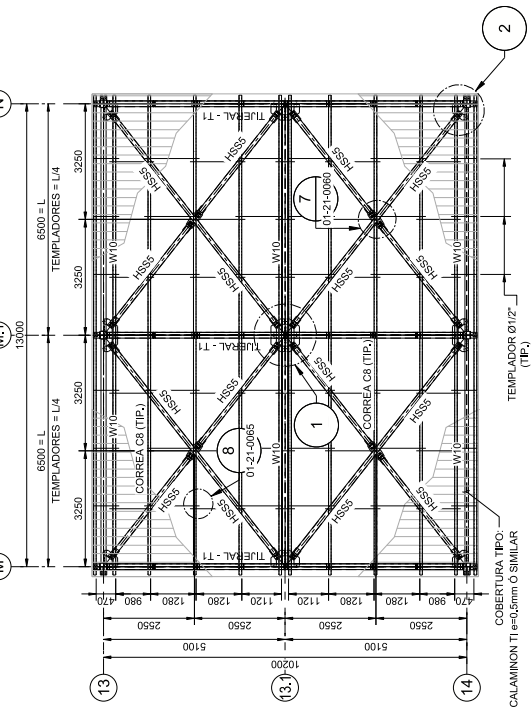
SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS ESTRUCTURAS - PLANTA DE LECHADA DE CAL DISTRIBUCIÓN DE PLANCHAS BASE Y TECHO - PLANTA

5. PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO.

Descripción	Valor
Factor de Zona, Z (Zona 2)	0.25g
Acceleración de la gravedad (g)	9.81 m/s²
Factor de Uso, U	1.00
Factor de Amplificación, S	1.00
Período, Tc	2.50
Coefficiente de Reducción, R	4.00

De Longitudinal Píctico Ordinario Concéntrico Arriostado (OCBF)
De Transversal Píctico Ordinario Concéntrico Arriostado (OCBF)

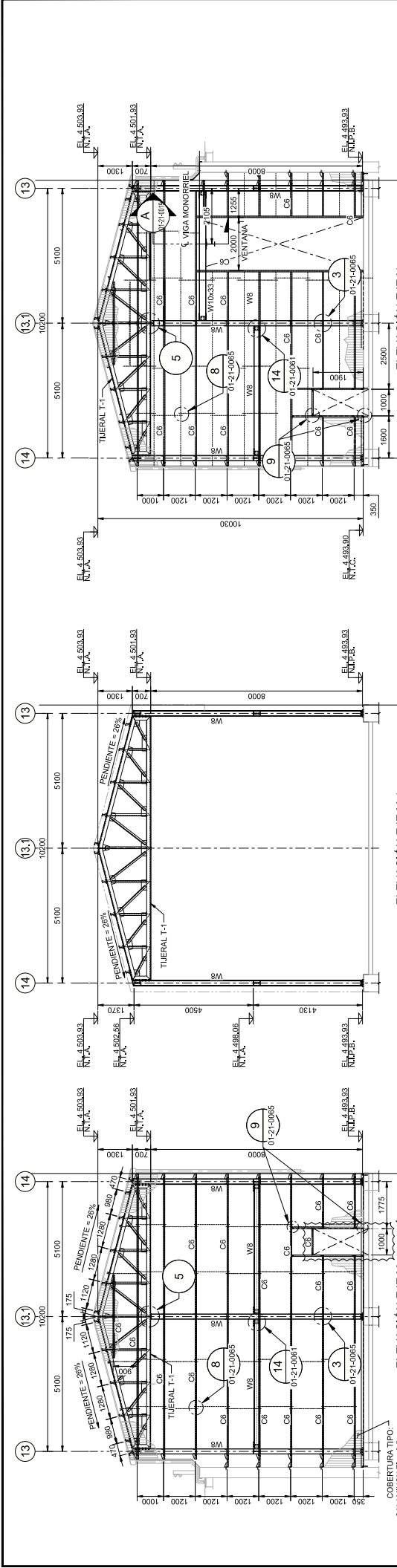
PLANTA DE LECHADA DE CAL - PLANTA DE TECHO (S/C=30 kg/m2)



PLANTA DE LECHADA DE CAL - PLANTA DE TECHO (S/C=30 kg/m2)

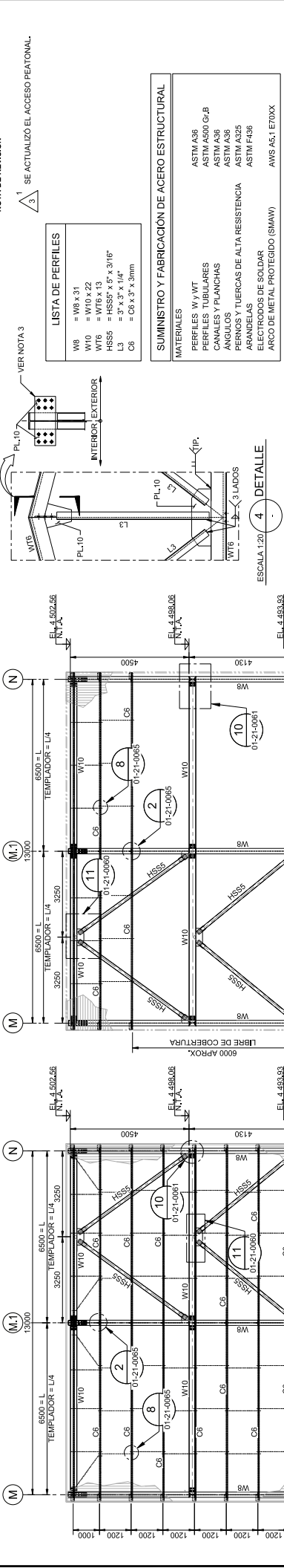
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

1. SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL: PÓRTICOS ORDINARIOS CONCÉNTRICAMENTE ARRIOSTADOS (OCBF).
2. SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL: PÓRTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF).
3. PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL 0.6 SEG. EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL 1.1 SEG.
4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA PARA EL DISEÑO: 27.5 KN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL Y 11.9 KN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.
5. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ÚLTIMO NIVEL 1.9 CM. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO 0.006.



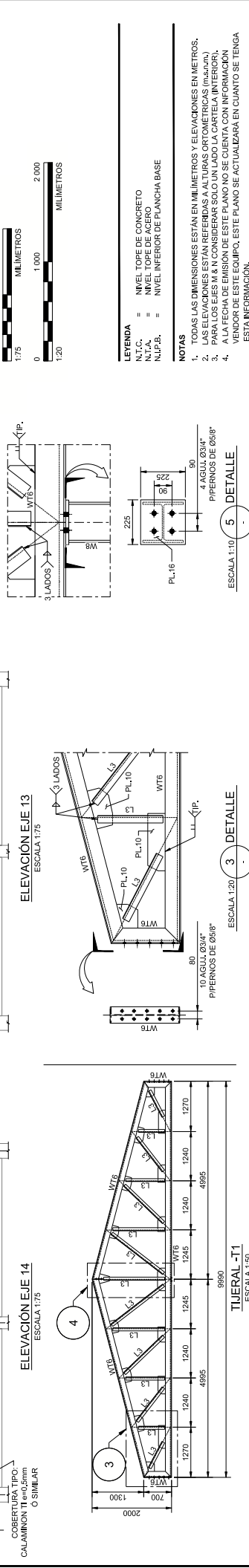
ELEVACIÓN EJE M:1 ESCALA 1/75

ELEVACIÓN EJE N:1 ESCALA 1/75



ELEVACIÓN EJE M:2 ESCALA 1/75

ELEVACIÓN EJE N:2 ESCALA 1/75



ELEVACIÓN EJE M:3 ESCALA 1/75

ELEVACIÓN EJE N:3 ESCALA 1/75

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL: PÓRTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (OCBA).
- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL: PÓRTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF).
- PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL 0,6 SEG. EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL 1,1 SEG.
- FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA PARA EL DISEÑO: 27,6 KN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL Y 11,9 KN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.
- DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ÚLTIMO NIVEL: 1,9 CM. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPIEDRO 0,006.

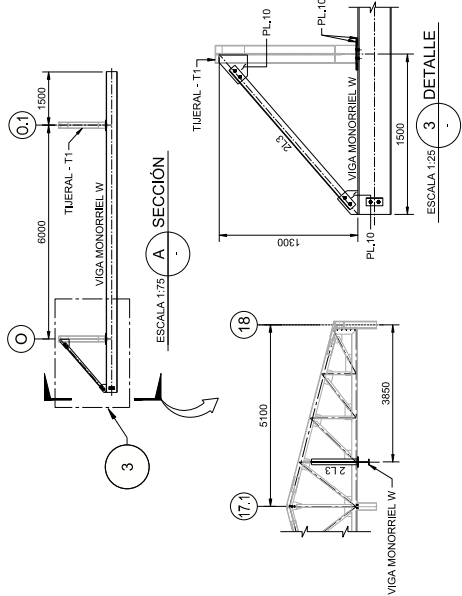
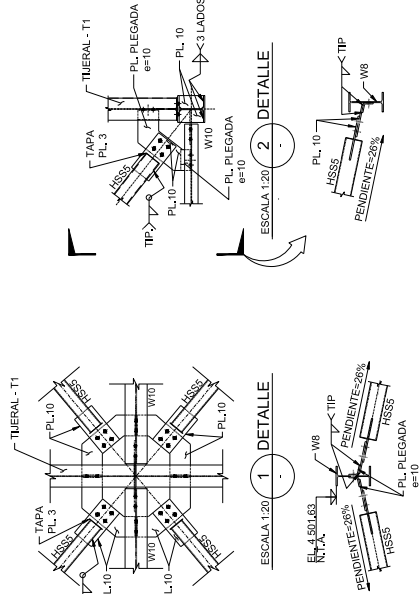
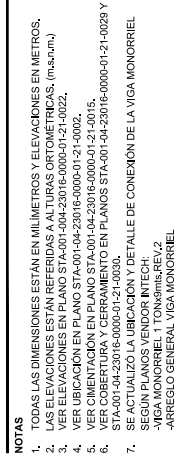
5. PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO.

Descripción	Valor
Factor de Zona, Z (Zona 2)	0,25g
Acceleración de la gravedad (g)	9,81 m/s²
Factor de Uso, U	1,00
Factor de Amplificación, S	1,00
Período, Tc	2,65
Coefficiente de Reducción, R	4,00

De: Longitudinal Píctico Ordinario Concentricamente Arriostrados (OCBA)
De: Transversal Píctico Ordinario Resistentes a Momentos (OMF)

TÍTULO

**SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
ESTRUCTURAS Y PLANTA DE LECHADA DE CAL
ELEVACIONES Y DETALLES**



Descripción	Valor
Factor de Zona, Z (Zona 2)	0.25g
Acceleración de la gravedad (g)	9.81 m/s ²
Factor de Uso, U	1.00
Factor de Amplificación, S	1.00
Periodo, T _p	0.40
Periodo, T _l	2.50
Coefficiente de Reducción, R	
Dis. Longitudinal: Puntos Ordinarios Concentración Anómala (OCIF)	
Dis. Transversal: Puntos Ordinarios Resiliencia a Momentos (OMR)	4.00

Descripción	Valor
Factor de Zona, Z (Zona 2)	0.25g
Aceleración de la gravedad (g)	9.81 m/s ²
Factor de Iero, I	1.00

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

1. SISTEMA ESTRUCTURAL SINIORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL: PORTOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARIOSOTRADOS (0,08%);
2. SISTEMA ESTRUCTURAL SINIORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL: PORTOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (0,01%);
3. PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL 0,3 SEG. EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL 0,6 SEG. FUERZA CORTANTE EN LA BASE EQUIVACA AL DISEÑO. 22,2 KN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL Y 16,5 KN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.
4. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL LÍMITE PARA EL DISEÑO. 14,3 CM EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL Y 13,3 CM EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.

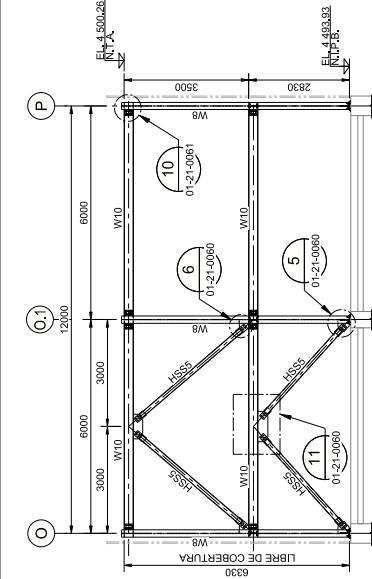
INGENIERÍA DE DETALLE - SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE LA UNIDAD MINERA

TITLE
SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
ESTRUCTURAS - PLANTA DE FLOCULANTE
DISTRIBUCIÓN DE PLANCHAS BASE Y TECHO - PLANTA

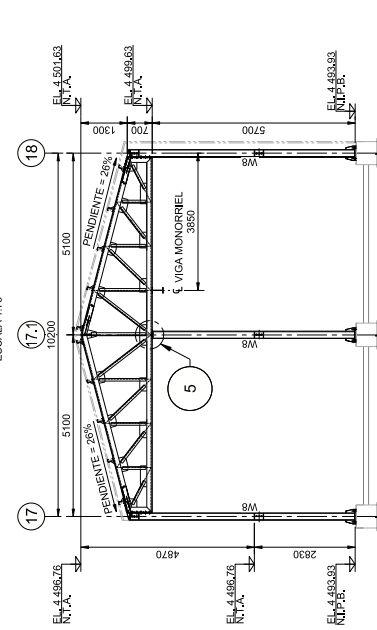
PROJECT NO.

STA-001-04-23016-0000-01-21-0021

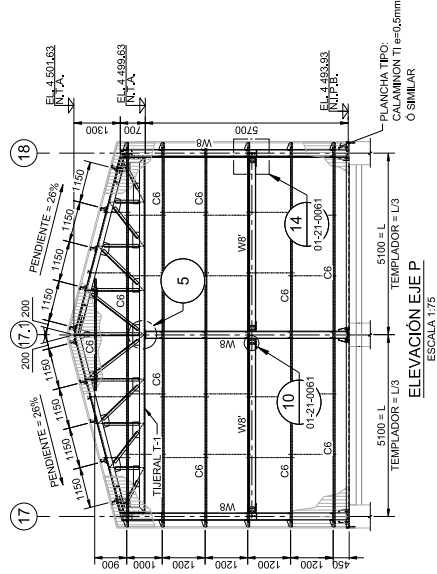
3



ELEVACIÓN EJE O
ESCALA 1:75

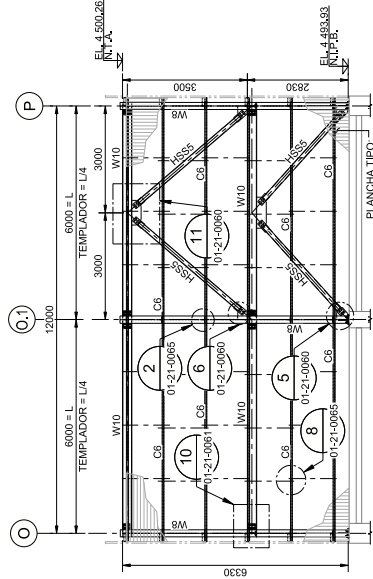


ELEVACIÓN EJE O.1
ESCALA 1:75



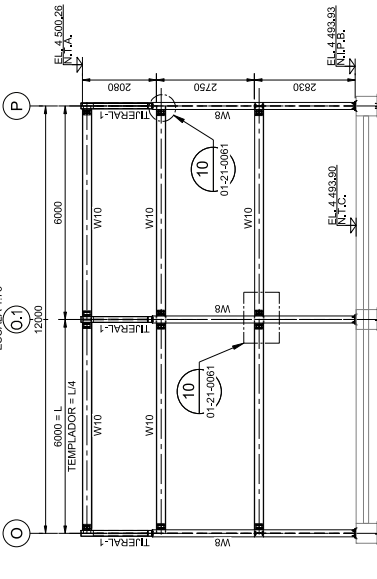
ELEVACIÓN EJE P
ESCALA 1:75

ELEVACIÓN EJE 17.1
FSCA I A 1-75

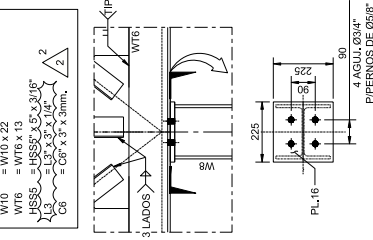


ELEVACIÓN EJE 18
ESCALA 1:75

ELEVACIÓN EJE 17
ESCALA 1:75



31	
----	--

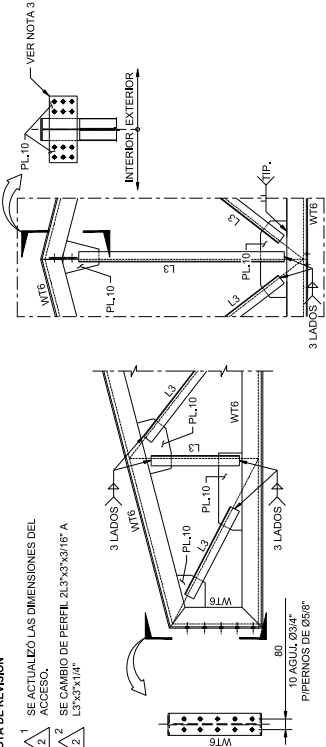


ESCALA 1:10

5 DETALLE

NOTA DE REVISIÓN

- 1  SE ACTUALIZÓ LAS DIMENSIONES DEL ACCESO.
 - 2  SE CAMBIO DE PERFIL 2L3"x3"x3/16" A L3"x3"x1/4"



ESCALA 1:20

3 DETALLE

ESCALA 1:20

4 DETALLE

LISTA DE PERFILES	
W8	= W8 x 31
W8*	= W8 x 24
W10	= W10 x 22
W16	= W16 x 13
HSS5	= HSS5" x 5" x 3/16"
L3	= L3" x 3" x 1/4"
C6	= C6" x 3" x 3mm.

SUMINISTRO Y FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL	
MATERIALES	
PERFILES W Y WT	ASTM A36
PERFILES TUBULARES	ASTM A500 G-A
CANALES Y PLANCHAS	ASTM A36
ANGULOS	ASTM A36
PERNOS Y TUERCAS DE ALTA RESISTENCIA	ASTM A325
ARANDÉLAS	ASTM F436
ELECTRODOS DE SOLDAR	
ARCO DE METAL PROTEGIDO (SMAW)	AWS A1.1 E70XX

LEYENDA

N.T.C.	=	NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.A.	=	NIVEL TOPE DE ACERO
N.I.P.B.	=	NIVEL INFERIOR DE PLANCHAS

NOTAS

1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EN MILÍMETROS Y ELEVACIONES EN METROS.
2. LAS ELEVACIONES ESTÁN REFERIDAS A LAS ALTURAS ORTOMÉTRICAS. (m.s.n.m.)
3. PARA LOS EYES O P. CONSIDERAR SOLO UN LADO LA CAJETA. (INTERIOR)
4. VER ELEVACIONES EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0022.
5. VER UBICACIÓN EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0002.
6. VER CIMENTACIÓN EN PLANO STA-001-04-23016-0000-01-21-0015.
7. VER COBERTURA Y CERRAMIENTO EN PLANOS STA-001-04-23016-0000-01-21-0020.
STA-001-04-23016-0000-01-21-0030.

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

1. SISTEMA ESTRUCTURAL SINIORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL: PÓRTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARIOTRAZADOS (COBEF).
2. SISTEMA ESTRUCTURAL SINIORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL: PÓRTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF).
3. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL 0,2 SEG. EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL 0,6 SEG.
4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA PARA EL DISEÑO: 22,2 KN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL Y 16,5 KN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.
5. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL TÍPOLO NIVEL 14,0 CM. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO 0,0008.

5. PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO.

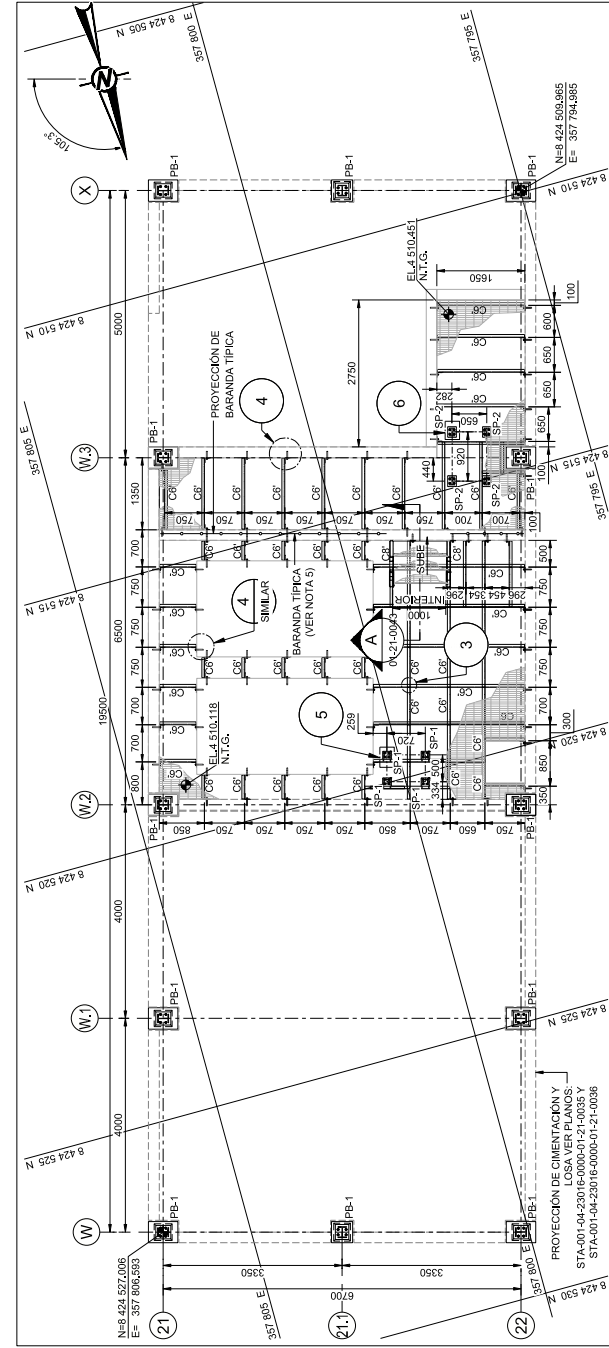
Descripción	Valor
Factor de Zona, Z (Zona 2)	0.25g
Aceleración de la gravedad (g)	9.81 m/s ²
Factor de Uso, U	1.00
Factor de Amplificación, S	1.00
Periodo, T _p	0.40
Periodo, T _r	2.50
Coefficiente de Reducción, R	4.00

INGENIERÍA DE DETALLE - SISTEMA DE TRATAMIENTO
DE AGUAS DE LA UNIDAD MINERA

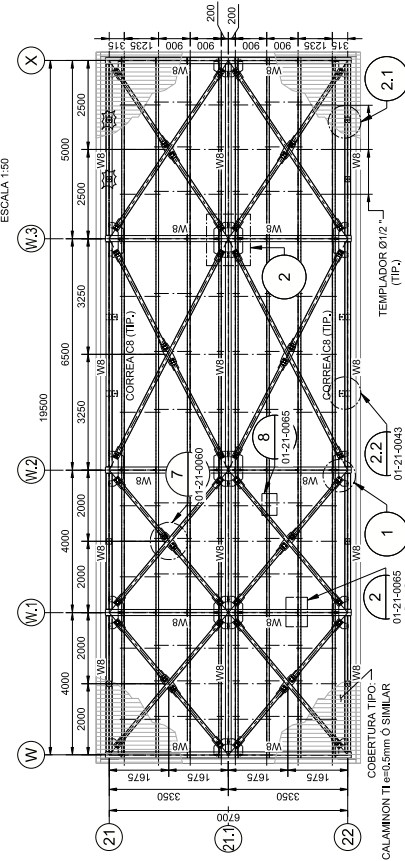
TITLE
SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
ESTRUCTURAS - PLANTA DE FLOCULANTE
ELEVACIONES Y DETALLES

PROJECT NO.
21505014

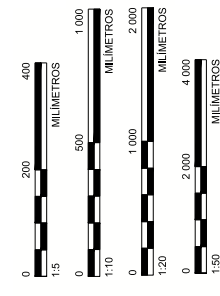
PLANO	REV
STA-001-04-23016-00000-01-21-0022	2



SALA DE COMPRESORES Y PLANTA DE ÁCIDOS - DISTRIBUCIÓN DE PLANCHAS BASE - PLANTA - N.I.P.B. (4 511.15)



SALA DE COMPRESORES Y PLANTA DE ÁCIDOS - PLANTA DE TECHO (S/C=30 kg/m2)



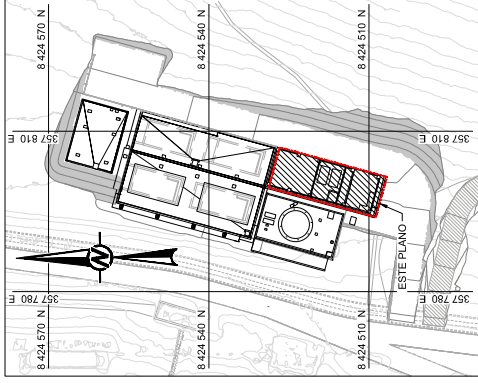
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL: PÓRTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRISTRADOS (OCBA).
- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL: PÓRTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF).
- PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL 0.4 SEG. EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL 0.6 SEG.
- FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA PARA EL DISEÑO: 31.2 KN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL Y 46.7 KN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.
- DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ÚLTIMO NIVEL 1.8 CM. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPIESO 0.01.

5. PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO.

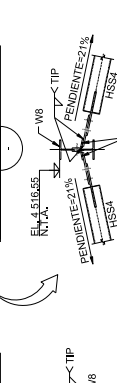
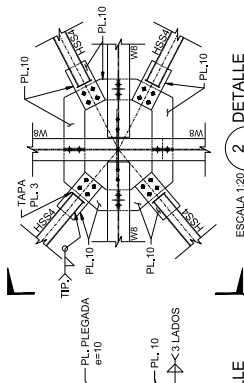
Descripción	Valor
Factor de Zona, Z (Zona 2)	0.75g
Acceleración de la gravedad (g)	9.81 m/s²
Factor de tipo de suelo, U	1.00
Factor de amplificación, S	1.00
Período, Tc	2.65
Coefficiente de Reducción, R	4.00

Del Longitudinal Píctico Ordinario Concentricamente Arristrado (OCBA)
Del Transversal Píctico Ordinario Resistente a Momentos (OMF)



PLANO LLAVE
ESC. 1:2 000

NOTA DE REVISIÓN
3.1 SE ACTUALIZÓ DESCRIPCIÓN DE PERNOS



2 DETALLE
ESCALA 1:20

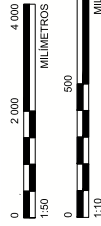
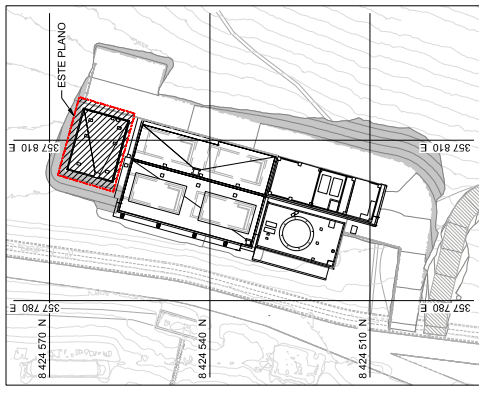
SUMINISTRO Y FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL	
MATERIALES	
PERFILES W	ASTM A36
PERFILES TUBULARES	ASTM A500 G4.B
PLANCHAS	ASTM A36
PERNOS Y TUERCAS DE ALTA RESISTENCIA	ASTM A36
ABRILLOS	ASTM A325
ELECTRODOS DE SOLDAR	ASTM E436
ARCO DE METAL PROTEGIDO (SMAW)	AWS A5.1 E70XX

LEYENDA	
N.T.C.	= NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.B.	= NIVEL SUPERIOR DE PLANCHAS BASE
E.L.	= ELEVACIÓN
TIP.	= TIPO

- NOTAS
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EN MILÍMETROS Y ELEVACIONES EN METROS.
 - LAS ELEVACIONES ESTÁN REFERIDAS A ALTURAS ORTOMÉTRICAS (m.a.s.n.).
 - REJILLA FIBRA DE VIDRIO FRP (GR-15SM) O SIMILAR.
 - REJILLA TÍPICA VER PLANO ESTÁNDAR: STA-001-04-23016-0000-01-21-0063.
 - BARRANDA TÍPICA VER PLANO ESTÁNDAR: STA-001-04-23016-0000-01-21-0063.

INGENIERÍA DE DETALLE - SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE LA UNIDAD MINERA

TITLE
SISTEMA DE REDUCCIÓN PH Y FILTRO DE ARENA
ESTRUTURAS - SALA DE COMPRESORES Y PLANTA DE ÁCIDOS
DISTRIBUCIÓN DE PLANCHAS BASE Y TECHO METÁLICO
PROJECT NO.
21505014
PLANO
STA-001-04-23016-0000-01-21-0042
REV.
3



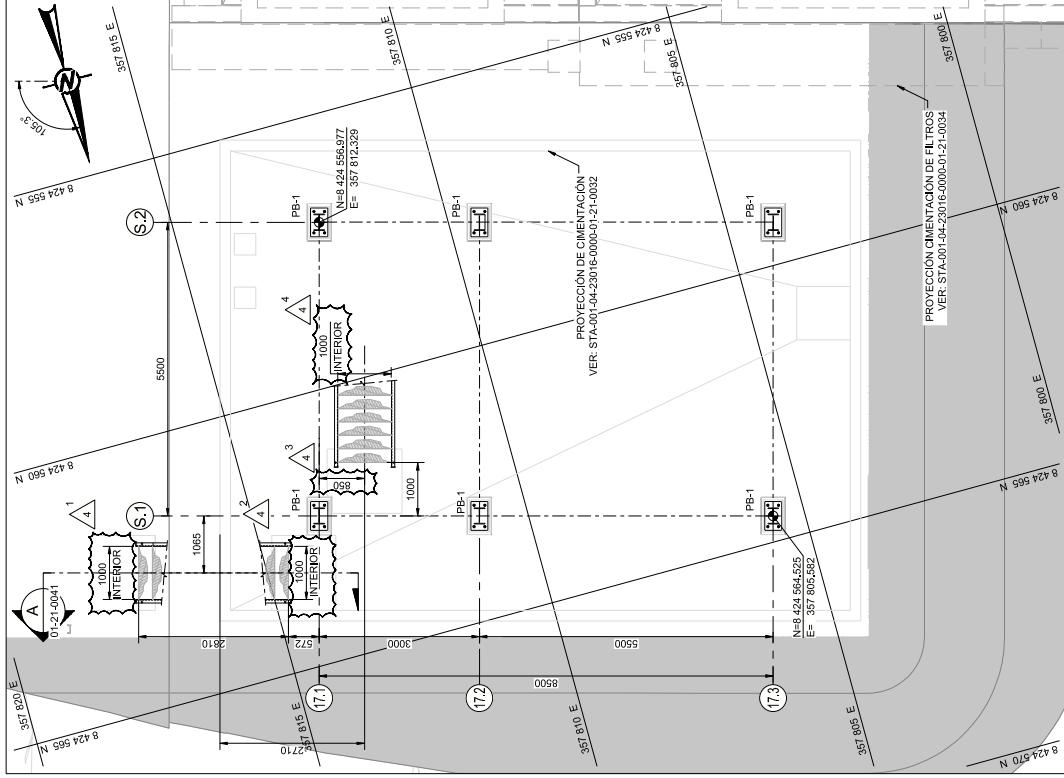
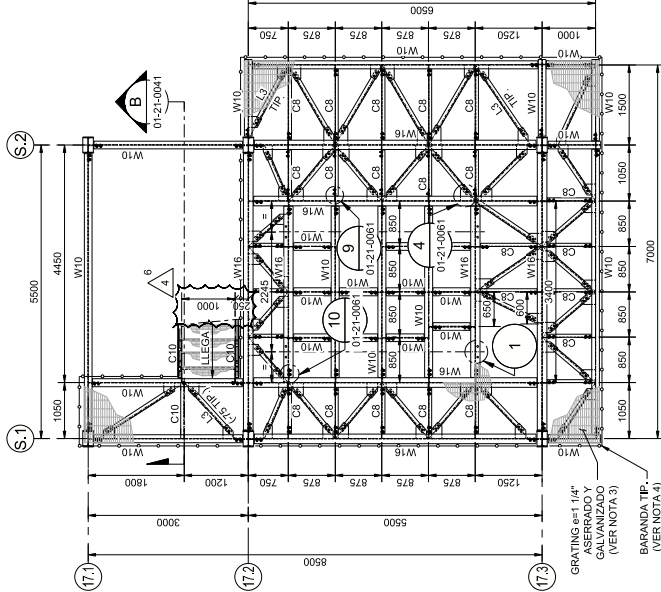
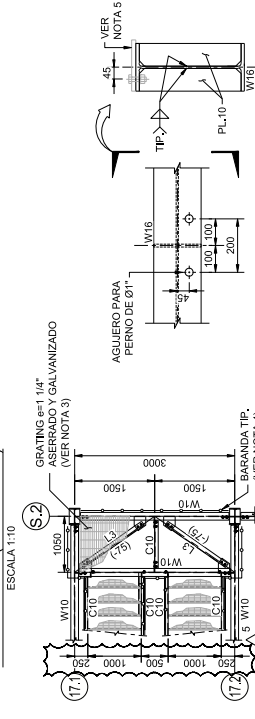
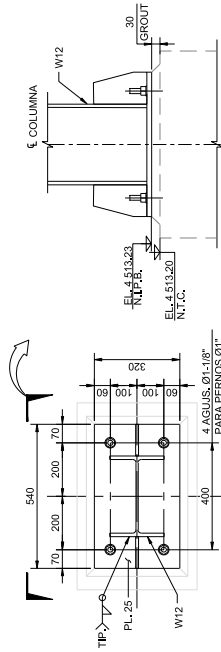
SUMINISTRO Y FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL	
MATERIALES	
PERFILES W	ASTM A36
PERFILES TUBULARES	ASTM A500 Gr.B
CANALES Y PLANCHAS	ASTM A36
ÁNGULOS	ASTM A36
PERNOS Y TUERCAS DE ALTA RESISTENCIA	ASTM A325
ARandelas	ASTM F436
ELECTRODOS DE SOLDAR	
ARCO DE METAL PROTEGIDO (SMW)	AWS A5.1 E70XX

1,2,4,5,6
SE MODIFICA ANCHO DE LA ESCALERA

LEYENDA	
N.T.C.	= NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.A.	= NIVEL TOPE DE ACERO
N.L.P.B.	= NIVEL INFERIOR DE PLANCHA BASE
VAR.	= VARIABLE
TIP.	= TÍPICO

INGENIERÍA DE DETALLE - SISTEMA DE TRATAMIENTO
DE AGUAS DE LA UNIDAD MINERA

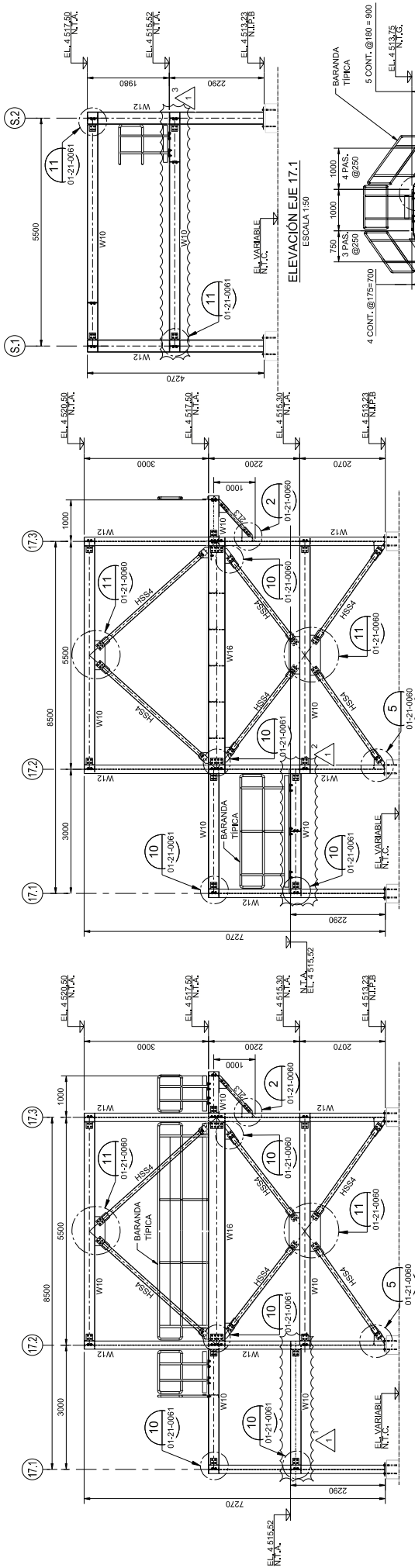
PROJECT NO.	PLANO	REV.
21505014	STA-001-04-23016-0000-01-21-0040	4



Descripción	Valor
Factor de Zona, Z (Zona 2)	0.25g
Aceleración de la gravedad (g)	9.81 m/s ²
Factor de Uso, U	1.00
Factor de Amplificación, S	1.00
Periodo, T _p	0.40
Periodo, T _l	2.50
Coefficiente de Reducción, R	
De Longitudinal Porción Distal del Concreto Armado (PCAR)	4.00
De Trasmural Porción Distal del Concreto Armado (PCAT)	

5. PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO.

1. SISTEMA ESTRUCTURAL. SISMORESISTENTE EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL. PUERTOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARIOSTRADOS (OBER).
2. SISTEMA ESTRUCTURAL. SISMORESISTENTE EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL. PUERTOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF).
3. PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL 0,8 SEG. EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL 1,0 SEG.
4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE EQUIVALE AL DISEÑO 115,7 KN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL Y 62,4 KN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.
5. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ÚLTIMO PIVEL 16,6 CM. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO 0,01.



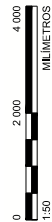
ELEVACIÓN EJE S.1
ESCALA 1:50

ELEVACIÓN EJE S.2
ESCALA 1:50



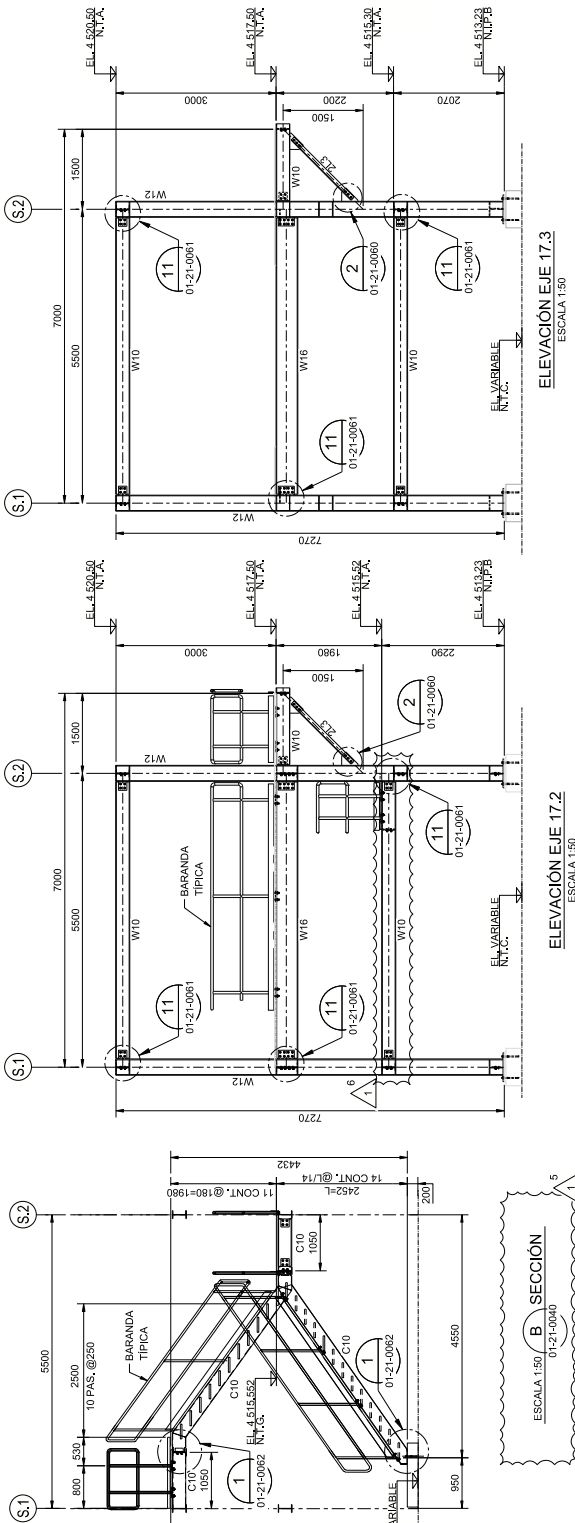
LISTA DE PERFILES	
W16	= W16 x 40
W12	= W12 x 40
W10	= W10 x 22
C10	= C10 x 15.3
CR	= CR x 11.5
RS4	= RS4 x 4" x 3/16"
2LS	= 2LS x 3" x 3/16"

SUMINISTRO Y FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL		
MATERIALES		
PERFILES W	ASTM A36	
PERFILES TUBULARES	ASTM A500 G.B	
CANALES Y PLANCHAS	ASTM A36	
ANGULOS	ASTM A36	
PERNOS Y TUERCAS DE ALTA RESISTENCIA	ASTM A325	
ARANDÉLAS	ASTM F436	
ELECTRODOS DE SOLDAR		
ARCO DE METAL PROTEGIDO (SMAW)		ANSI A5.1 E70XX



LEYENDA	
N.T.C.	= NIVEL TOPE DE CONCRETO
N.T.A.	= NIVEL TOPE DE ACERO
N.T.G.	= NIVEL TOPE DE GRATING
N.L.P.B.	= NIVEL INFERIOR DE PLANCHA BASE
VAR.	= VARIABLE

- NOTAS**
1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EN MILÍMETROS Y ELEVACIONES EN METROS.
 2. LAS ELEVACIONES ESTÁN REFERIDAS A ALTURAS ORTOMÉTRICAS (m.s.n.m.).
 3. GRATING TÍPICO VER PLANO ESTÁNDAR STA-001-04-23016-0000-01-21-0064.
 4. BARANDA TÍPICA VER PLANO ESTÁNDAR STA-001-04-23016-0000-01-21-0063.



ELEVACIÓN EJE 17.2
ESCALA 1:50

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

1. SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL: PÓRTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (OCBF).
2. SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL: PÓRTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF).
3. PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL 0.6 SEG. EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL 1.0 SEG.
4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA PARA EL DISEÑO: 115.7 KN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL Y 62.4 KN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.
5. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ÚLTIMO NIVEL 1.6 CM. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO 0.01.

5. PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO.

Descripción	Valor
Factor de Zona, Z (Zona 2)	0.75g
Acceleración de la gravedad (g)	9.81 m/s²
Factor de Uso, U	1.00
Factor de Amplificación, S	1.00
Factor de Importancia, I	1.00
Período, Tc	2.65
Coefficiente de Reducción, R	4.00

Del Longitudinal Píctico Ordinario Concentricamente Arriostrado (OCBF)
De Transversal Pórtico Ordinario Resistentes a Momentos (OMF)

INGENIERÍA DE DETALLE - SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE LA UNIDAD MINERA

TÍTULO
SISTEMA DE REDUCCIÓN DE PH Y FILTRO DE ARENA ESTRUCTURAS - SOPORTE DE CAJÓN DE ALIMENTACIÓN ELEVACIONES Y SECCIONES