

FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“ADECUACIÓN ESTRUCTURAL DENTRO

DE UNA PLANTA DE PROCESAMIENTO DE

ALIMENTOS”

Trabajo de suficiencia profesional para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil



Autor:

Alejandro Augusto Ordoñez Chinguel

Asesor:

Ing. David Dionicio Coro Salinas

Lima – Perú

2021

DEDICATORIA

A la empresa “Golden Tower Construction” que me permitió desarrollar con total confianza mis habilidades en la ingeniería y, por brindarme las asesorías necesarias ante cada incertidumbre presentada por los proyectos que realizamos.

A mi madre y hermano; que lo descrito aquí, es el aprovechamiento de sus esfuerzos para ser mejor profesionalmente.

AGRADECIMIENTO

A mi padre, su reflejo me motivó a seguir mi camino profesional.

Eterno agradecimiento a mi madre y hermano, sin su apoyo no hubiera podido concluir mis estudios profesionales de pregrado.

Al Ingeniero Antonio Cadillo, por la confianza brindada al momento de desarrollar proyectos.

Al Ingeniero Jorge Pérez E., aunque su desconfianza siempre estuvo presente ante una persona joven con las habilidades que desarrollé, siempre me dio la mano.

A la Ingeniera Cecilia Gonzales Munarriz, por abrirme las puertas en el mundo de la ingeniería estructural.

Al Ingeniero José Vargas Roca, por las recomendaciones brindadas al momento de afrontar cada diseño y proyecto a ejecutar.

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO	3
RESUMEN EJECUTIVO	8
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	9
1.1. Descripción de la empresa	11
1.2. Visión de la Empresa	19
1.3. Objetivos de la Empresa	21
1.4. Misión de la Empresa	21
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	23
2.1. Antecedentes	23
2.2. Conceptos básicos del diseño de estructuras	25
2.3. Metodología del Diseño	27
2.4. Conceptos Básicos del diseño de elementos estructurales en Concreto Armado	28
2.4.1. Diseño a flexión en elementos rectangulares de concreto armado	28
2.4.2. Diseño por fuerza cortante en elementos en concreto armado.	31
2.4.3. Diseño de elementos de concreto armado a Compresión y flexión Biaxial.....	32
2.4.4. Diseño de Losas Macizas de concreto armado	37
2.5. Conceptos Básicos del diseño de elementos estructurales en Acero.	38
2.5.1. Diseño a flexión en elementos de Acero.....	38
2.5.2. Estabilidad lateral en miembros a flexión.....	40
2.5.3. Comportamiento plástico de perfiles compactos.	41
2.5.4. Diseño a corte en elementos de Acero	43
2.5.5. Diseño a tensión de elementos de acero.....	44
2.5.6. Diseño a compresión de elementos de acero.....	50
2.6. Filosofía del Diseño Sismorresistente.	52
2.6.1. Concepto de Sismo y Placas tectónicas	52
2.6.2. Objetivos del profesional en la ingeniera estructural.....	53
CAPÍTULO III. DESCRIPCIÓN DE LA EXPERIENCIA PROFESIONAL	65
3.1. Proyecto 01: Evaluación Estructural y diseño en sala de baterías.....	67
3.1.1. Antecedentes del Proyecto Ejecutado	67
3.1.2. Alcance del proyecto.....	68
3.1.3. Descripción de la estructura Existente	68

.....	69
3.1.4. Levantamiento de Información.....	70
3.1.5. Ensayos de Campo	74
3.1.6. Reglamentos aplicables para el análisis estructural	81
3.1.7 Propiedades de los materiales	82
3.1.8 Cargas Actuantes considerados	84
3.1.9 Combinaciones de diseño.	86
3.1.10 Descripción del análisis estructural	86
3.1.11 Modelo Estructural	86
3.1.12 Análisis Modal	87
3.1.13 Determinación de la fuerza cortante Estática	88
3.1.14 Fuerza Cortante Mínima para el sismo Dinámico.....	92
3.1.15 Control de derivas en el sistema estructural	92
3.1.16 Verificación de Muros de Albañilería Estructural	95
3.1.17 Cargas Máximas Generadas por el Puente Grúa	100
3.1.18 Diseño de Viga Carrilera.....	105
3.1.19 Acciones sobre la viga carrilera.....	105
3.1.20 Combinaciones de Diseño.....	109
3.1.21 Características generales del puente -Grúa.....	109
3.1.22 Proceso del diseño para la Viga Carrilera	112
3.1.23 Resistencia a flexión de la viga Carril	117
3.1.24 Conclusiones del proyecto “01” realizado.....	122
3.1.25 Planimetría correspondiente al proyecto “01”	124
3.2. Proyecto 02: Evaluación, reforzamiento y Ampliación estructural de zona Helados.....	126
3.2.1. Descripción del proyecto	126
3.2.2. Etapa previa de ingeniería y diseño	129
3.2.3. Objetivo.....	134
3.2.4. Descripción de la Estructura	135
3.2.5. Hipótesis de Análisis estructural.....	135
3.2.6. Modelo Estructural Adoptado	136
3.2.7. Propiedades de los Materiales para el análisis y diseño.....	138
3.2.8. Cargas consideradas para el análisis estructural	139
3.2.9. Sistemas Estructurales	140



3.2.10.	Análisis Modal de la estructura.....	141
3.2.11.	Fuerzas Sísmicas Actuantes.....	144
3.2.12.	Fuerza Sísmica Dinámica mínima.....	144
3.2.13.	Análisis Dinámico	145
3.2.14.	Desplazamientos y distorsiones de la estructura	146
3.2.15.	Resultados del análisis estructural.....	148
3.2.16.	Resultado del diseño en estructuras metálicas de reforzamiento.	152
3.2.17.	Diseño de los pedestales de Concreto Armado para columnas metálicas.	156
3.2.18.	Diseño de Muros de contención.	157
3.2.19.	Diseño de la cimentación.....	161
3.2.20.	Conclusiones	163
3.2.21.	Planimetría correspondiente al proyecto “02”	165
3.2.22.	Zonificación previa a la Ejecución del proyecto.....	167
3.2.23.	Ejecución del proyecto.....	171
3.3.	Proyecto 03: Evaluación y reforzamiento en la Zona denominada “Confiteria”	179
3.3.1	Antecedentes	179
3.3.2	Objetivo.....	181
3.3.3	Descripción.....	181
3.3.4	Descripción del nuevo sistema de reforzamiento.....	184
3.3.5	Cargas aplicadas para el análisis de la zona “Confiteria”	185
3.3.6	REGLAMENTOS DE REFERENCIA	187
3.3.7	COMBINACIONES DE DISEÑO.....	187
3.3.8	MATERIALES	187
3.3.9	ANALISIS ESTRUCTURAL.....	188
3.3.10	Fuerzas Actuantes en los Modelos.....	189
3.3.11	VERIFICACIÓN DE VIGAS EXISTENTES	193
3.3.12	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE REFORZAMIENTO	195
3.3.13	DISEÑO DEL SISTEMA DE REFORZAMIENTO	197
3.3.14	Análisis de Viga de Concreto incluyendo el Reforzamiento.....	202
3.3.15	Diseño de la Cimentación.....	207
3.3.16	CONCLUSIONES	212
3.3.17	Evaluación estructural de Losa maciza.	212
3.3.18	Levantamiento de Información de losa maciza existente.	212



3.3.19 Ensayos de Campo	216
3.3.20 Cargas para incorporar en la losa maciza	219
3.3.21 Análisis Estructural de losa maciza	221
3.3.22 Verificación de las deflexiones.....	233
3.3.23 Conclusiones del Análisis de losa maciza	234
3.3.24 Planimetría del sistema de reforzamiento.....	234
3.3.25 Ejecución del trabajo de reforzamiento.....	235
CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES	241
CAPÍTULO V: LECCIONES APRENDIDAS	242
CAPÍTULO VI: RECOMENDACIONES	244
CAPÍTULO VII: COMPETENCIAS	246
REFERENCIAS.....	248

RESUMEN EJECUTIVO

El presente trabajo de suficiencia profesional se describe con el fin de mostrar los trabajos y exigencias que un profesional dedicado a la ingeniería estructural desarrolla dentro de las diferentes áreas de producción de una fábrica de procesamiento de alimentos, el cual, debido a sus años de existencia y constantes modificaciones en sus estructuras existentes, requiere el trabajo de profesionales en ingeniería.

Desarrollar ingeniería dentro de una fábrica es todo un reto, debido a lo cuidadoso que debe ser ejecutado cada proyecto, en términos de seguridad, limitaciones de propagación de gases y polvo, tiempos ajustados, entre otros.

Este documento presenta el proceso del diseño estructural según los reglamentos vigentes nacionales e internacionales aplicables en cada proyecto ejecutado, y su posterior ejecución descrito brevemente.

Para cada proyecto, se usaron herramientas computacionales de cálculo estructural como: ETABS 19, SAP2000, Idea Statica Connection, Ram Connection, entre otros.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

Son poco más de dos años laburando en el ámbito relacionado con la ingeniería estructural, acompañado de roles adicionales de supervisión cuyo objetivo es brindar un buen producto ejecutado dentro de lo programado y generar confianza con el cliente.

Mi experiencia profesional descrita se desarrolla dentro de una fábrica de producción de alimentos, donde el desarrollo de actividades ligados a la construcción es complicado, desde la exigencia de producir el mínimo de partículas de polvo para cada proceso constructivo, hasta contar con un tiempo bastante limitado de ejecución.

Debido a que la planta de producción tiene alrededor de 60 años de antigüedad, viene incorporando cambios constantes en su infraestructura, como lo son:

- Incorporación de nuevos equipos inteligentes que reemplazan la mano de obra humana.
- Construcción de nuevos edificios para albergar equipos eléctricos y de almacén debido al incremento en su demanda de producción.
- Reforzamiento estructural en zonas de producción.
- Incorporación de nuevos buzones eléctricos.
- Cambios de uso dentro de sus instalaciones, etc.

Lo mencionado requiere la intervención de profesionales de la ingeniería, que puedan dar soporte a los requerimientos de la fábrica.

En consecuencia, la necesidad de la evaluación estructural de sus edificios existente, el diseño de estructuras nuevas y complementarias para sus instalaciones, ya sea para trasladar maquinas entre áreas, o el reforzamiento estructural debido a nuevas cargas futuras, son inminentes.

Dentro de la fábrica, existen varias empresas privadas ejecutando diversas especialidades de ingeniería. Las especialidades profesionales más demandados son: Ingenieros Mecánicos, Civiles y Eléctricos. Esto genera una competición interna, en donde el cliente busca al mejor postor, generando que cada empresa venda un trabajo accesible, con menor tiempo de ejecución, bajo costo, etc.

Lo mencionado conlleva a una de las cosas más importantes para mi persona en este negocio o en todos, saber vender los productos que puede realizar la empresa, en función a la capacidad de sus profesionales que trabajan en él, generando confianza en cada trabajo bien desarrollado y sustentado.

Unas de las empresas que se encarga de desarrollar y ejecutar proyectos de ingeniería es “Golden Tower Construction”, lugar donde trabajo, el cual es una de las empresas más importantes dentro de la fábrica.

Mi desempeño profesional en esta empresa es el diseño estructural y supervisión, en donde realizo actividades de cálculo de estructuras de acero, concreto armado y albañilería, evaluaciones estructurales y las actividades que conllevan a ello como: ensayos no destructivos (esclerometría, extracción de probetas de concreto con broca de punta diamantina), planimetría

en general (2D y 3D, levantamientos estructurales), entre otros. Todas mis actividades son reportadas directamente a mi jefe directo PMP Ing. Antonio Cadillo Huatuco.

1.1. Descripción de la empresa

Golden Tower Construction fue fundada el año 2016 en la ciudad de Lima-Perú.

En principio, los servicios brindados por la empresa son netamente ingenieriles, desde obras civiles menores como mantenimiento y reparación de plantas industriales, demoliciones, instalaciones Drywall, modelos arquitectónicos hasta el asesoramiento, diseño y fabricación de estructuras de acero y construcción de estructuras de concreto armado.

Todos los trabajos realizados, son en base a metodologías y estándares internacionales, ejecutados por profesionales expertos y calificados.

En los últimos dos años, la empresa ha comenzado a desarrollar proyectos de evaluación y diseño estructural, teniendo clientes importantes como P&G y Nestlé Perú.

Algunos de los trabajos más importantes realizado por “Golden Tower Construction”, en donde tuve participación ejerciendo mi puesto de “asistente de ingeniería estructural” dentro de una fábrica industrial son los siguientes:

- Reforzamiento Estructural y Ampliación de áreas existentes.

El objetivo del proyecto fue realizar el levantamiento estructural de la zona denominada “helados” dentro de la fábrica y realizar ensayos no destructivos en columnas y vigas. Posteriormente se realizó el análisis estructural eliminando columnas de concreto armado existentes en algunos puntos e incorporando nuevas de acero en ubicaciones posibles según exigencias del cliente.

Luego de realizar el análisis, se realizó el diseño de una estructura para zonificar el área y evitar la contaminación por generación de polvo debido a la ejecución de los trabajos. Adicionalmente, en este proyecto se realizó trabajos como la nivelación total del piso, en donde se realizaron diseños de muros de retención.

Se presentan algunas fotografías del proyecto realizado:

Figura 1

Estructura Metálica para Reforzamiento.



Fuente: Propia

Figura 2

Montaje de Estructuras Metálicas para Reforzamiento



Fuente: Propia

Figura 3

Trabajos de Demolición y Compactación



Fuente: Propia

- Reforzamiento de techo existente y construcción de una estructura de acero.

En este proyecto se realizó el diseño de una estructura de acero para equipos eléctricos y oficina. Además, por temas de seguridad y trabajos adicionales en el área, se realizó el reforzamiento de una losa aligerada, mediante un sistema de vigas de acero.

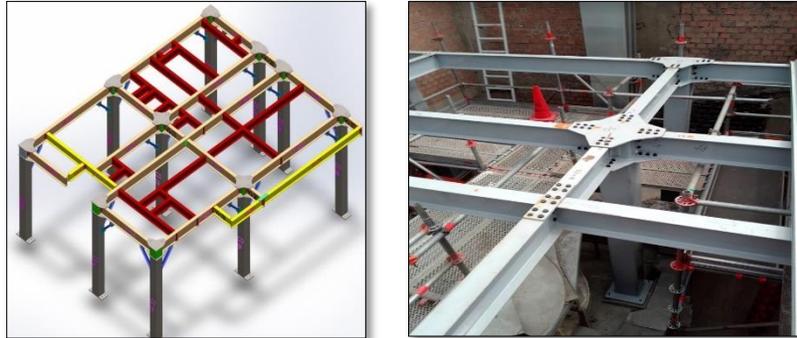
Figura 4

Sistema de Reforzamiento de Losa Aligerada de techo.



Fuente: Propia

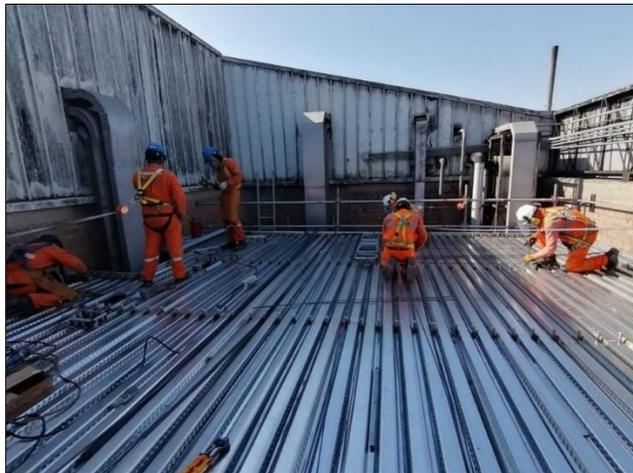
Estructura de Acero para Equipos y oficinas nuevas.



Fuente: Propia

Figura 6

Instalación de Losa Colaborante



Fuente: Propia

- Reforzamiento de vigas existentes para la incorporación de nuevos equipos.

Debido a la incorporación de nuevos equipos para la fábrica, se realizó la evaluación estructural de un edificio denominado “confitería” el cual cuenta con dos niveles de uso industrial, en donde se plantearon distintas soluciones al cliente para el reforzamiento de vigas que tienen una longitud libre de 10m.

Finalmente, la solución más adecuada debido a interferencias en el área, fue la de colocar una columna de acero tipo puntal para reducir la longitud de la viga y en consecuencia los esfuerzos actuantes sobre él.

Figura 7

Columna para el Reforzamiento de Viga Existente de 10m. de longitud.



Fuente: Propia

- Análisis y evaluación estructural de sala de baterías y ménsulas existentes.

El cliente solicitó el análisis estructural de la sala denominada “Baterías” el cual cuenta sólo con un nivel. La sala es usada para el almacenamiento de baterías de montacargas y “pallet Jack’s”. Además, cuenta con ménsulas de concreto armado en el cual nuestro cliente planea colocar un puente grúa.

Debido a la carencia de planos estructurales, se realizaron trabajos civiles para evidenciar las armaduras de acero en zonas localizadas, ensayos de esclerometría y extracción de probetas de concreto armado para posteriormente ensayarlos en laboratorio y estimar su resistencia a compresión.

Posterior a la evaluación estructural y análisis realizado, las ménsulas de concreto armado existentes debían demolerse y ser reemplazados por un sistema de ménsulas de acero unidas mediante encamisetado a las columnas dentro del área. Adicionalmente se realizó el diseño de la viga carrilera para la incorporación de un puente grúa.

Figura 8

Evaluación Estructural del sitio



Diseño de nueva plataforma de concreto armado para almacenamiento de equipos pesados y montacargas.

Nuestro cliente solicitó el diseño y ejecución de una estructura de concreto armado, en donde se ubicarían montacargas y algunos equipos pesados.

Figura 9

Proceso de Construcción de estructura para Almacenamiento de Equipos Pesados y Montacargas.



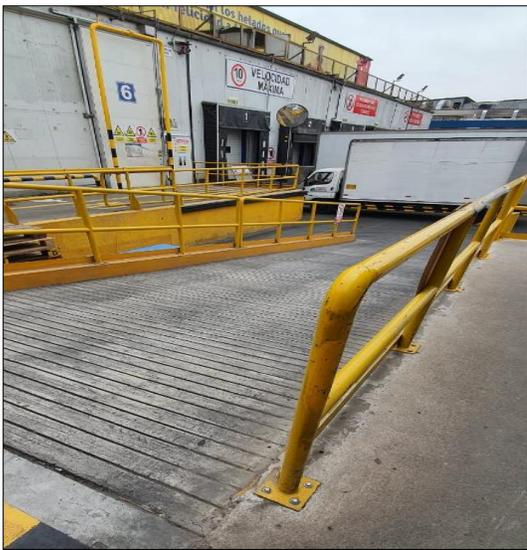
Fuente: Propia

- Diseño de rampa de montacargas.

Se realizó el diseño de una rampa de concreto armado, para unir un desnivel existente debido a la reubicación de oficinas.

Figura 10

Nueva Rampa de Acceso para montacargas



Fuente: Propia

- Diseño estructural de nueva sala para equipos eléctricos.

Nuestro cliente solicitó el diseño de una estructura de concreto armado de dos niveles y una caseta de acero ubicado en el techo. El proyecto presentó mucha complejidad debido a la existencia de tuberías eléctricas en el suelo, donde era imposible cimentar.

Figura 11

Ingeniería de Diseño



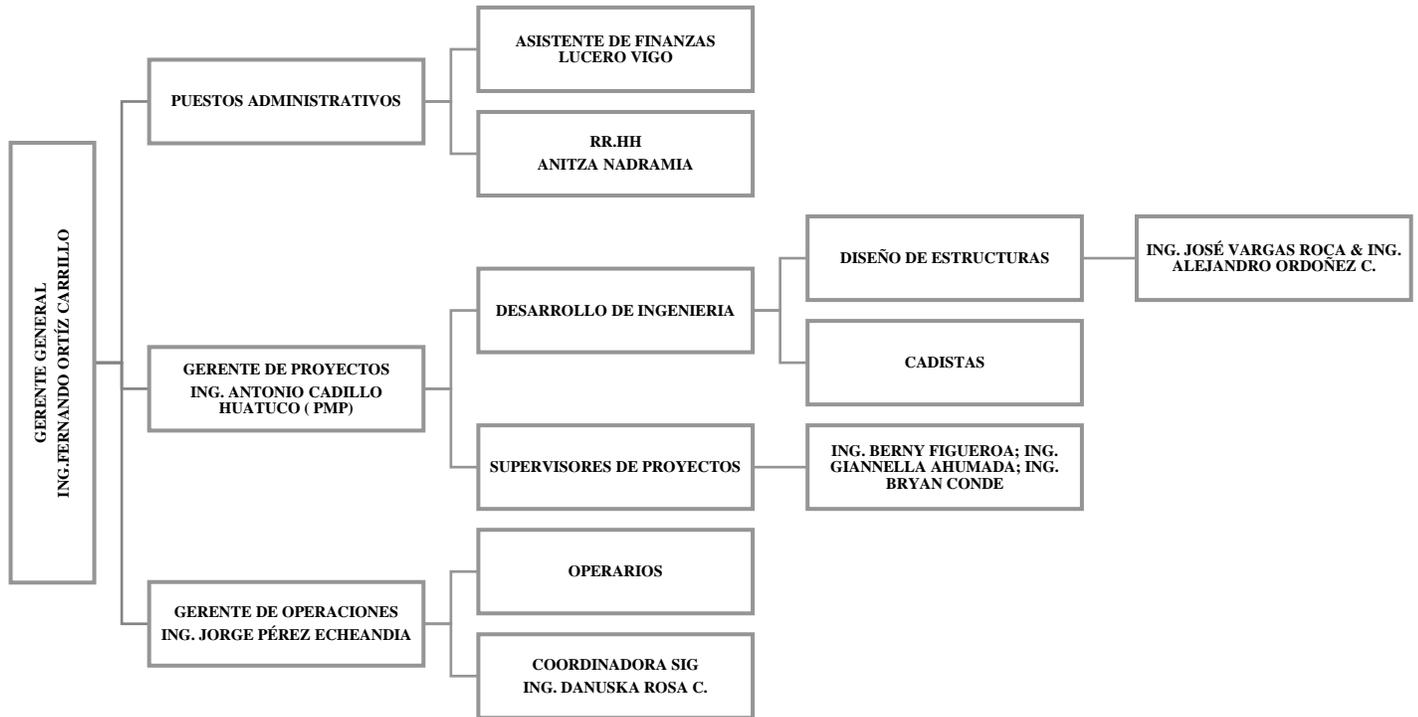
Fuente: Propia

1.2. Visión de la Empresa

Ser una de las cinco mejores empresas del Perú, aliados en el desarrollo y crecimiento de nuestros clientes. Aplicando estándares internacionales siendo sinónimos de calidad, eficiencia y excelencia.

La distribución de funciones de los profesionales dentro de la empresa, son los siguientes:

Distribución del Organigrama de la empresa



Fuente: Propia

Entre los profesionales vinculados más íntegramente en los proyectos realizados somos:

- Los de desarrollo de ingeniería.

En esta área se desarrollan diseños y cálculos de estructuras de acero, concreto armado, albañilería. Además del desarrollo estructural y arquitectónico de cualquier proyecto.

donde los profesionales en esta área están en constante comunicación con el área de desarrollo de ingeniería, ante cualquier eventualidad presente en el proyecto.

Los profesionales de este sector se encargan de planificar el trabajo, ejecutarlo y supervisarlo. Además, realizan la cuantificación de los materiales y costos para cada proyecto.

1.3. Objetivos de la Empresa

- Satisfacer las necesidades y expectativas del cliente y partes interesadas.
- Cumplir los requisitos legales y otros suscritos en la organización en relación a seguridad y salud en el trabajo y calidad de nuestros servicios.
- Operar de una manera eficiente que contribuya con el desarrollo de la organización y sus trabajadores.
- Mejorar continuamente las competencias en todos los colaboradores de la empresa en materia de seguridad y salud en el trabajo y salud.
- Prevenir que las personas vinculadas en los trabajos realizados sufran lesiones, dolencias, enfermedades ocupacionales e incidentes relacionados con el trabajo.
(Golden Tower Construction, s.f.)
- Promover la participación activa y consulta de nuestros trabajadores en materia de seguridad y salud en el trabajo.

1.4. Misión de la Empresa

Brindar servicios de ingeniería asesorando y ejecutando proyectos de edificación de viviendas, oficinas y comerciales, mantenimiento y reparación de instalaciones industriales, para satisfacer

las necesidades y expectativas de nuestros clientes en base a metodologías y estándares internacionales que aseguran la calidad y seguridad en cada uno de nuestros proyectos liderados por profesionales expertos y calificados. (Golden Tower Construction, s.f.)

2.1. Antecedentes

Se realizará diferentes menciones de investigaciones científicas abarcando el tema del Diseño Estructural con criterios sismorresistentes.

Según H. Nilson, (2001) En su libro “Diseño de Estructuras de Concreto – Duodécima edición”, menciona lo siguiente:

Los terremotos son el resultado de un movimiento súbito de las placas tectónicas en la superficie terrestre. Desde el punto de vista de las estructuras, los terremotos consisten en movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra. A medida que el terreno se mueve, la inercia tiende a mantener la estructura en su sitio original, lo cual conlleva a la imposición de desplazamientos y de fuerzas que pueden tener resultados catastróficos.

Aguilar Falconi, (2008) describe el factor de reducción de las fuerzas sísmicas de la siguiente manera:

Los mapas de zonificación sísmica, de la mayor parte de países, tienen un período de retorno de 475 años y corresponde a sismos muy intensos.

Diseñar, la mayoría de estructuras, para que soporten estos sismos sin ningún daño, es muy costoso y no tiene sentido ya que un sismo intenso se registra con muy poca frecuencia, de tal forma que la probabilidad de que ocurran durante la vida útil de la estructura es muy baja.

Por este motivo, se diseñan las estructuras para que trabajen en el rango no lineal, para que disipen la mayor cantidad de energía. Por lo tanto, se espera daño en las mismas, pero nunca van a colapsar.

Veletsos y Newmark (1960) y Veletsos et al (1965) indican lo siguiente:

A Partir de los resultados obtenidos del análisis dinámico de estructuras simples con comportamiento elasto-plástico, se propuso que el espectro inelástico (para diseño) podía obtenerse con cierta aproximación a partir de un espectro elástico.

De esta forma se podía reducir la demanda sísmica de diseño (determinada A partir de un espectro elástico) para considerar la capacidad de disipación de energía de la estructura por comportamiento no lineal. Para Ello se aplicó, como variable principal, el concepto de ductilidad de desplazamiento, Definida como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia, y se aplicaron consideraciones simplificadas deducidas de la observación de los resultados obtenidos del análisis dinámico.

2.2. Conceptos básicos del diseño de estructuras

Las estructuras se diseñan para cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad, de manera que tenga un comportamiento adecuado en condiciones normales de servicio. (González Cuevas & Villegas Fernández, 2005)

Un adecuado criterio de diseño provee lo siguiente:

- Arquitectura adecuada.
- Resistencia adecuada, dentro de los límites mínimos normativos.
- Rigidez adecuada.
- Económicamente viable.

En los diseños realizados por el autor en el tiempo que labora en la empresa descrita, se usó las siguientes normativas vigentes:

- Norma de diseño Americano del American Concrete Institute “A.C.I 318-19.
- Norma Peruana E.060 “Concreto Armado”.
- Norma Peruana E.030 “Diseño Sismorresistente”.
- Norma Peruana E.070 “Albañilería”.
- Especificación para la construcción de estructuras de acero “ANSI/AISC 360-16.

Reglamentos de uso cotidiano para el diseño de estructuras.



Fuente: <http://page.sencico.gob.pe/>, <https://www.concrete.org/>

Diseño a la Rotura o por Resistencia Última:

Esta metodología estima la carga que genera falla del miembro estructural en estudio, y analiza el modo de colapso del mismo. Factores de seguridad del tipo “amplificativa” son aplicados a las cargas y del tipo “minorativa” a las resistencias nominales de los miembros estructurales.

El método considera el comportamiento inelástico del acero y el concreto. Estimando mejor la capacidad de carga del elemento. (E. Harmsen, 2005).

Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

- Permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero. (Mendez Leon & Diaz Siesquen, 2019).
- Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a este parámetro. (E. Harmsen, 2005)
- El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura. (E. Harmsen, 2005).
- Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga. (E. Harmsen, 2005).

“La desventaja de usar este método es que sólo se basa en criterios de resistencia. Sin embargo, es necesario garantizar que las condiciones de servicio sean óptimas, es decir, que no se presenten deflexiones excesivas, ni agrietamientos críticos”. (E. Harmsen, 2005,p.4).

2.4. Conceptos Básicos del diseño de elementos estructurales en Concreto Armado

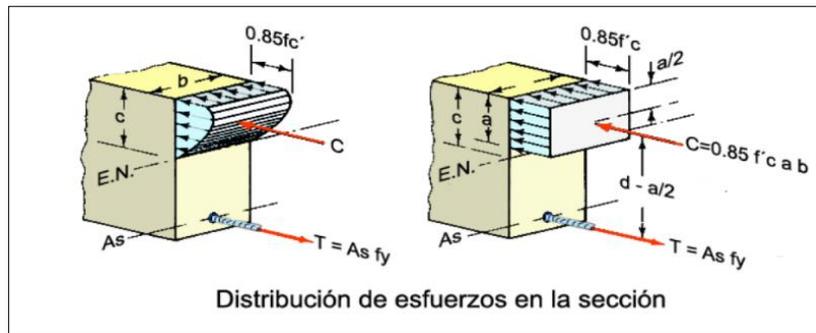
Se brinda conceptos breves acerca del diseño de elementos de concreto armado:

2.4.1. Diseño a flexión en elementos rectangulares de concreto armado

Con el objetivo de desarrollar métodos sencillos de cálculo, los reglamentos de construcción recurren a hipótesis simplificadoras en las cuales se fija un valor de la deformación unitaria máxima útil del concreto y donde se definen diagramas idealizados de los esfuerzos de compresión, de tal manera que el área del diagrama de esfuerzos y la posición de la resultante de compresión sean semejantes a las que corresponderían a una distribución real. (Gonzáles Cuevas & Villegas Fernández, 2005,p.85).

Las normas han sugerido específicamente la utilización de la distribución rectangular equivalente de esfuerzos, conocido como el “Bloque rectangular de Whitney”. La figura 14 muestra lo descrito:

Bloque Rectangular de Esfuerzos Equivalentes



Fuente: Material extraído del curso “Diseño en Concreto Armado”, dictado por Sismica Adiestramiento, 2018
[\(https://www.sismica-adiestramiento.com/\)](https://www.sismica-adiestramiento.com/).

Del equilibrio interno, resultan las siguientes ecuaciones para el diseño:

Figura 15

Ecuaciones de diseño para elementos en flexión:

Bloque Rectangular de Esfuerzos Equivalentes (Bloque Rectangular de Whitney)

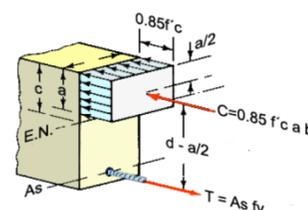
C : Fuerza Resultante a Compresión

$$C = 0.85 \cdot F'_c \cdot b \cdot a$$

T : Fuerza Resultante a Tracción

$$T = A_s \cdot F_y$$

Del Equilibrio Interno $C = T$ se obtiene una ecuación para determinar la altura del bloque rectangular equivalente.

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot F'_c \cdot b}$$


Fuente: Material extraído del curso “Diseño en Concreto Armado”, dictado por Sismica Adiestramiento, 2018
[\(https://www.sismica-adiestramiento.com/\)](https://www.sismica-adiestramiento.com/).

En consecuencia, el momento nominal o el momento resistente de la sección a flexión, se

calcula con la siguiente expresión:

$$Mn = As * fy * (d - \frac{a}{2})$$

Donde:

As= Área del acero de refuerzo colocado (cm²).

Fy= Esfuerzo de Fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²).

d= Altura efectiva del elemento en flexión (cm).

a= Altura del bloque a compresión según el modelo de Whitney (cm).

El momento resistente de diseño “Mu” es el siguiente:

$$Mu \leq \phi * Mn$$

Donde:

$\phi = 0.90$ (Factor de Reducción para elementos en flexión, según ACI 318-19 & NTP E.060).



2.4.2. Diseño por fuerza cortante en elementos en concreto armado.

La falla de elementos estructurales en concreto armado por cortante es repentina y ocurre sin previo aviso, siendo las grietas diagonales que se producen mucho más amplias que las que por flexión.

La NTP E.060 y el ACI 318-19, proponen las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Donde:

V_u =Fuerza cortante última actuante en el elemento (kg).

V_c =Resistencia a corte aportada por el concreto (kg/cm²).

V_s =Resistencia a corte aportada por el acero (kg/cm²).

ϕ = 0.85 (Factor de Reducción para elementos en corte, NTP E.060).

Las fórmulas expresadas por el ACI 318-19 y NTP E.060 para algunas variables en las expresiones precedentes son las siguientes:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{\text{separación}}$$

Donde:

A_v = Área de acero del refuerzo transversal (Número de ramas de estribo x Diámetro del estribo) (cm²).

Separación = Separación del estribo (cm).

2.4.3. Diseño de elementos de concreto armado a Compresión y flexión Biaxial

El comportamiento de una columna a compresión axial se puede definir como la suma de los comportamientos individuales de cada elemento que la integran.

Se presenta de manera breve, los parámetros y ecuaciones que rigen el diseño de columnas, según el ACI 318-19 y NTP E.060:

- ✓ La contribución resistente a carga axial de compresión del concreto se calcula con la siguiente expresión:

Ecuación 22.4.2.1 del ACI.

$$P_{nc} = 0.85 * f'c * (A_g - A_{stotal})$$

1. La contribución resistente a carga axial de Compresión del acero de refuerzo:

$$P_{ns} = A_{stotal} * f_y$$

2. Capacidad resistente a carga axial de compresión de la columna de concreto reforzado:

$$P_n = P_{nc} + P_{ns}$$

En consecuencia:

$$P_n = 0.85 * f'c * (A_g - A_{stotal}) + A_{stotal} * f_y$$

Donde:

A_g = Área total de la sección transversal de la columna (cm²).

A_{stotal} = Área de acero total en la columna analizada (cm²).

El código ACI, especifica factores de reducción de resistencia o factores ϕ (0.65 para

columnas con estribos y 0.75 para columnas zunchadas) que deben multiplicarse por los valores de P_n . (C. McCormac & H. Brown, 2017). Las siguientes ecuaciones de diseño se aplican a columnas según el tipo de confinamiento:

Para columnas zunchadas (Espiral):

$\phi = 0.75$ (Según ACI 318-19 & NTP E.060).

$$P_u = 0.85 * \phi * (0.85 * f'_c * (A_g - A_{stotal}) + A_{stotal} * f_y)$$

Para columnas con estribos:

$\phi = 0.70$ (Según NTP E.060).

$$P_u = 0.80 * \phi * (0.85 * f'_c * (A_g - A_{stotal}) + A_{stotal} * f_y)$$

“Las fórmulas anteriores, toman en cuenta algún momento porque incluyen el efecto de excentricidades pequeñas con los factores de 0.80 y 0.85. Estos valores equivalen aproximadamente a suponer excentricidades reales de 0.10h para columnas ligadas y 0.05D para columnas zunchadas”. (C. McCormac & H. Brown, 2017,p.294).

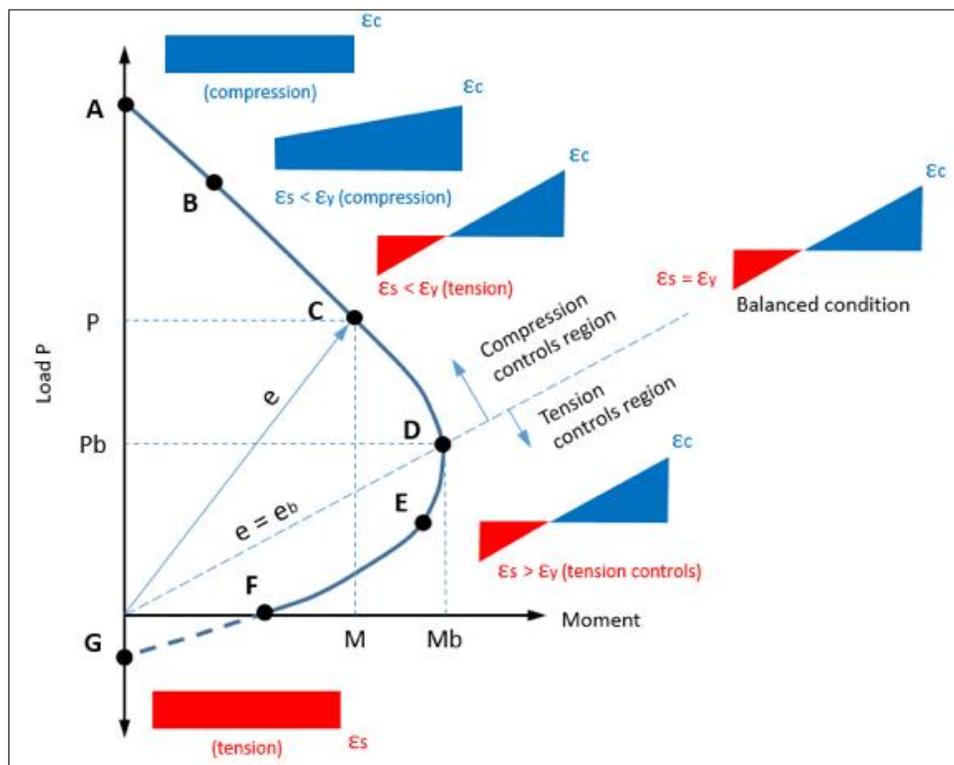
2.4.3.1. Diagramas de interacción en elementos a flexo compresión.

La resistencia a flexo compresión de un elemento de concreto armado, se determina mediante el “diagrama de interacción”.

Un diagrama de interacción (o curva) muestra las combinaciones de momento aceptable y capacidades axiales de un miembro estructural. La posición diferente de la fuerza axial del centroide de la sección del elemento produce diversos comportamientos de una columna, así como la distribución de tensiones en las secciones. Estos se trazan en la curva de interacción M-N. (Malguin).

Figura 16

Diagrama de Interacción de un elemento a flexo compresión.



Fuente: <https://skyciv.com/es/technical/what-is-an-interaction-curve/>

(Malguin), describe los puntos mostrados en la figura 16 de la siguiente manera:

- Compresión axial pura (punto A). Esta es la mayor carga de compresión axial que la columna puede soportar. (Malgin, s.f.)
- Compresión con flexión menor (punto B). Es el caso de una gran carga axial que actúa a una pequeña excentricidad. La distribución de tensión se inclina, pero la sección aún está bajo compresión. La falla ocurre por aplastamiento del concreto. (Malgin, s.f.)
- Control de la compresión (punto C). Aquí existen tanto la zona de compresión como la zona de tensión del hormigón. El acero está sujeto a tensión. La falla ocurre por aplastamiento del concreto en el lado de compresión, mientras que la tensión en el acero es menor que la tensión de fluencia f_y . (Malgin, s.f.)
- Condición equilibrada (punto D). Se alcanza una condición equilibrada cuando la tensión de compresión en el concreto alcanza un límite y el refuerzo de tracción alcanza el rendimiento simultáneamente. La falla del concreto ocurre al mismo tiempo que el acero cede. (Malgin, s.f.)
- Control de la tensión (punto E). Es el caso de una pequeña carga axial con gran excentricidad., es decir, un gran momento. Al fracaso, la tensión en el acero de tensión es mayor que la tensión de fluencia. (Malgin, s.f.)
- Flexión pura (punto F). La sección en este caso está sujeta a un momento flector M , mientras que la carga axial es $P = 0$. La falla ocurre como en una viga sometida solo a un momento flector. (Malgin, s.f.)
- Tensión axial pura (punto G). Esta es la mayor carga de tensión axial que puede soportar la columna. (Malgin, s.f.)

2.4.3.2. Requisitos de Refuerzo Longitudinal en Columnas.

El acero de refuerzo longitudinal se diseñará para resistir las solicitaciones de diseño provenientes de las combinaciones de carga más desfavorables.

La cuantía mínima de acero de refuerzo tiene por finalidad evitar que el acero ceda para cargas inferiores a la de cedencia teórica. También pretende proporcionar a la columna una mínima resistencia a la flexión.

El valor de la cuantía se puede expresar de la siguiente manera:

$$\rho = A_s/A_g$$

Donde

A_s = Área de acero de refuerzo existente en la columna (cm²).

A_g = Área de la sección transversal de la columna (cm²).

La NTP E.0.60 “Concreto Armado” propone una cuantía máxima (6%) y mínima (1%) en las columnas:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

2.4.4. Diseño de Losas Macizas de concreto armado

Existen losas en 01 dirección y en dos direcciones.

El proceso de diseño de losas en 01 dirección es similar al proceso de diseño de vigas a flexión. Para diseñar losas macizas en dos direcciones, la práctica usual es usar métodos avanzados ejecutados por software, como el método de Elementos finitos.

Para el diseño de losas, se debe incorporar el movimiento de las acciones variables que actúan en él. Además, para las losas se debe considerar la cuantía mínima por retracción y cambio de temperatura, los cuales son los siguiente:

Para un Esfuerzo de Fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$:

$$A_{temp} = 0.0018 * b * h$$

Donde:

b= Ancho de cálculo del elemento (típicamente $b=100\text{cm.}$)

h= Alto y espesor del elemento.

2.5. Conceptos Básicos del diseño de elementos estructurales en Acero.

Se presenta una breve descripción del diseño en miembros de acero más importantes:

2.5.1 Diseño a flexión en elementos de Acero

La resistencia a flexión se define en función a su momento plástico, el cual depende del módulo plástico y de su tensión cedente. Sin embargo, la presencia de fallas frágiles como el pandeo local o el pandeo lateral torsional pueden limitar su adecuado comportamiento plástico, teniendo vital importancia precisamente el control de la relación de aspecto ancho/espesor de alas y almas, y también de la longitud no arriostrada.

Para evitar una falla local del elemento, la especificación ANSI/AISC 360/16 indica relaciones geométricas en función a las solicitaciones de carga actuantes que clasifican a las secciones como “compactas, no compactas y esbeltas” (ANSI/AISC 360/16, 2016, p.16.1-16):

Figura 17

Tabla B4.1b, relaciones que determinan secciones compactas, no compactas y esbeltas

TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_s (noncompact/ slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$1.0 \sqrt{E/F_y}$	
11	Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.96 \sqrt{E/F_y}$	
12	Legs of single angles	b/t	$0.54 \sqrt{E/F_y}$	$0.91 \sqrt{E/F_y}$	
13	Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the minor axis	b/t	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$1.0 \sqrt{E/F_y}$	
14	Stems of tees	d/t	$0.84 \sqrt{E/F_y}$	$1.52 \sqrt{E/F_y}$	

TABLE B4.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_s (noncompact/ slender)	
15	Walls of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h_w/t_w	$3.70 \sqrt{E/F_y}$	$5.70 \sqrt{E/F_y}$	
16	Walls of singly symmetric I-shaped sections and channels	h_w/t_w	$h_w \sqrt{E/F_y} / (0.54 \sqrt{F_y} - 0.09)$	$5.70 \sqrt{E/F_y}$	
17	Flanges of rectangular HSS	D/t	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.40 \sqrt{E/F_y}$	
18	Flange cover plates and doubler plates between lines of fasteners in webs	D/t	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.40 \sqrt{E/F_y}$	
19	Walls of rectangular HSS and box sections	D/t	$2.42 \sqrt{E/F_y}$	$5.70 \sqrt{E/F_y}$	
20	Round HSS	D/t	$0.07 \sqrt{E/F_y}$	$0.31 \sqrt{E/F_y}$	
21	Flanges of box sections	D/t	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.40 \sqrt{E/F_y}$	

$h_w = 4t_w/f_y$ shall not be taken less than 0.25 nor greater than 0.76 for calculation purposes.
 $F_y = 0.7 F_u$ for slender web I-shaped members and major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $d_w/d_f \leq 0.7$; $F_y = F_u/d_w/d_f \leq 0.5 F_u$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $d_w/d_f > 0.7$; $F_y = F_u$ for minor-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $d_w/d_f \leq 0.7$; $F_y = F_u$ for minor-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $d_w/d_f > 0.7$.
 h_w is the moment of inertia of the flange about the minor axis, I_w is the moment of inertia of the flange about the major axis, $I_w = I_w$ is the moment of inertia of the flange about the minor axis, $I_w = I_w$ is the moment of inertia of the flange about the major axis, $I_w = I_w$ is the moment of inertia of the flange about the minor axis, $I_w = I_w$ is the moment of inertia of the flange about the major axis.
 F_y = plastic section modulus taken about axis, S_x = plastic section modulus taken about axis, S_y = plastic section modulus taken about axis.
 F_u = tensile strength of steel = 580 MPa (84,000 ksi) for A572 Gr. 50; 680 MPa (98,000 ksi) for A992.
 F_y = specified minimum yield strength, F_u = tensile strength.
 F_y = plastic neutral axis
 F_u = plastic neutral axis

Fuente: Specification for Structural Steel Building ANSI/AISC 360-16

Para un elemento compacto, la resistencia a flexión de un perfil W y Tubular es:

$$M_n = M_p = f_y * Z$$

Donde:

Z: Módulo Plástico del perfil (cm³).

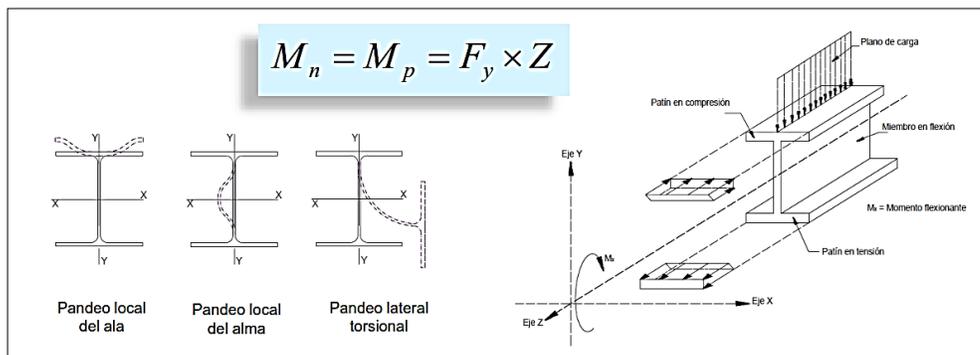
F_y= Esfuerzo de Fluencia del Material (kg/cm²).

La capacidad a flexión del elemento depende de:

- Momento plástico
- Pandeo local (alas y alma)
- Pandeo Lateral Torsional.

Figura 18

Tipos de falla en elementos a flexión

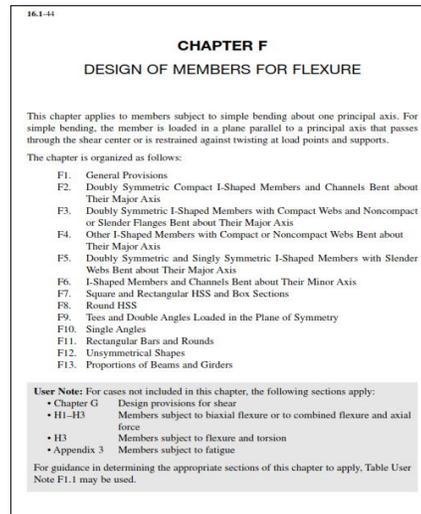


Fuente: Material del curso de diseño de miembros en acero estructural ,2019 Inesa Tech (<https://www.inesa-tech.com/>).

Para el diseño de elementos a flexión, el profesional debe dirigirse a la norma ANSI/AISC 360-16, específicamente el capítulo F:

Figura 19

Página del Capítulo F “Diseño de miembros en flexión” de la norma ANSI/AISC 360-16”



Fuente: Specification for Structural Steel Building ANSI/AISC 360-16

2.5.2. Estabilidad lateral en miembros a flexión

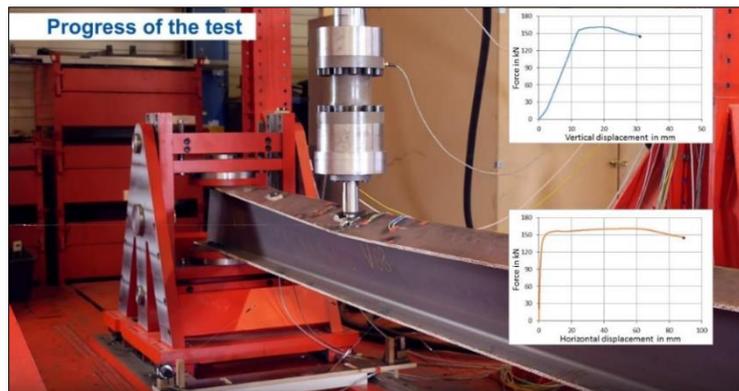
Cuando un miembro está sometido a flexión, la zona en compresión puede sufrir lo que se denomina “Pandeo Lateral Torsional” generando una rotación respecto a su eje axial.

“Si no se hace nada para arriostrarla perpendicularmente al eje y, la viga se pandeará lateralmente bajo una carga mucho menor que la que se requeriría para producir una falla vertical” (McCormac & Csernak, 2013,p.263).

El pandeo lateral torsional se presenta como una falla frágil que limita la capacidad a flexión del miembro estructural y, por lo tanto, debe controlarse incorporando elementos de soporte lateral a una distancia máxima que permita el desarrollo de la condición plástica de la sección.

Figura 20

Ensayo que evidencia el pandeo lateral de una viga sometida a flexión



Fuente: Civil Engineering RWTH Aachen University (<https://www.youtube.com/watch?v=8vb-duSRZAI&t=13s>)

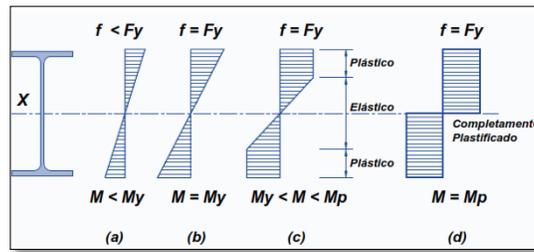
2.5.3. Comportamiento plástico de perfiles compactos.

Los criterios de plasticidad pueden aplicarse sólo al análisis y diseño de miembros de secciones compactas con adecuado soporte lateral, con el objetivo de que la falla se produzca por fluencia del material, sin pandeo local o pandeo lateral torsional. Para ello, las vigas deben ser capaces de desarrollar su momento plástico “ M_p ” y ser suficientemente dúctiles para soportar grandes deformaciones en el rango inelástico.

La figura 21, muestra el diagrama de esfuerzos idealizados en función a los momentos actuantes en secciones compactas y debidamente arriostradas lateralmente:

Figura 21

Diagrama de esfuerzos idealizados en función al momento actuante, para miembros a flexión.



Fuente: Material del curso de diseño de miembros en acero estructural ,2019 Inesa Tech (<https://www.inesa-tech.com/>).

$$My = S * fy$$

$$Mp = Z * fy$$

Donde:

S= Módulo de sección del miembro a flexión (cm³).

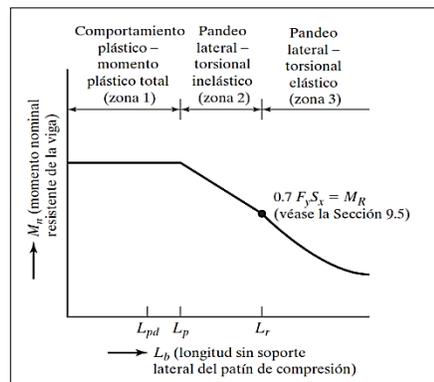
Z= Módulo Plástico del miembro a flexión (cm³).

Fy= Esfuerzo de fluencia del Material (kg/cm²).

La figura 22, muestra la variación de la resistencia del elemento a flexión, en función a la longitud no arriostrada:

Figura 22

Variación del momento resistente en elementos a flexión, según la longitud no arriostrada del miembro.

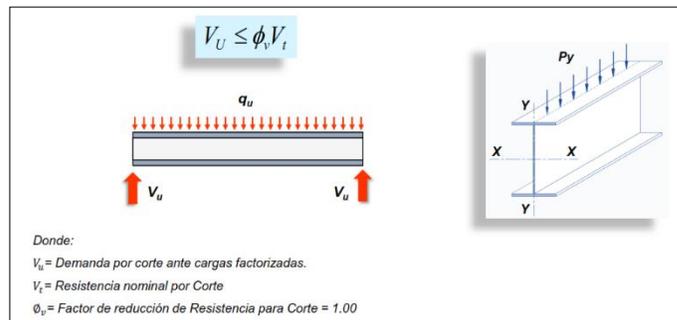


Fuente: Diseño de estructuras de Acero 5ta edición, (McCormac & Csernak, 2013)

Para satisfacer el requisito de resistencia por corte, se debe cumplir que:

Figura 23

Visualización de la fuerza cortante generada por una carga distribuida por unidad de longitud.



Fuente: Material del curso de diseño de miembros en acero estructural ,2019 Inesa Tech (<https://www.inesa-tech.com/>).

Las expresiones para la resistencia por cortante están dadas en la Especificación G2 del AISC 360-16.

“El cortante no es un problema en las vigas de acero porque las almas de los perfiles laminados son capaces de resistir grandes fuerzas cortantes” (McCormac & Csernak, 2013,p.305).

Según McCormac & Csernak (2013), las situaciones comunes donde el cortante podría ser excesivo son los siguientes:

- Si se colocan grandes cargas concentradas cerca de los apoyos de una viga, se originarán grandes fuerzas internas sin incrementos correspondientes en los momentos de flexión. Un ejemplo bastante común ocurre en edificios altos en donde las columnas de un piso están desfasadas (fuera de eje) respecto a las columnas del piso inferior.
- En conexiones metálicas entre columna- viga y viga-viga.

- Cuando las vigas están despatinadas.
- Cuando las almas contienen agujeros para ductos o para otros fines.

La resistencia nominal al cortante para perfiles W con un alma sin rigidizar o rigidizada se especifica como:

Ecuación G2-1 del AISC

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_v$$

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia del Material (kg/cm²).

A_w = Producto de la altura efectiva del alma “h” de la viga y el ancho del alma misma “tw”.

$C_v = 1$; para almas de miembros I cuando la relación $h/w \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ (casi todos los perfiles W existentes se sitúan en esta categoría). (McCormac & Csernak, 2013)

2.5.5. Diseño a tensión de elementos de acero.

Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del acero “ f_y ”, gracias al endurecimiento por deformación. Sin embargo, un miembro a tensión cargado hasta el endurecimiento se alarga considerable antes de la fractura. (McCormac & Csernak, 2013,p.65).

Se presentan algunos miembros sometidos a tracción en estructuras típicas de acero:

Figura 24



Fuente: Fotografía “El Solar de Abadia”(<http://aceroarenas.blogspot.com/2012/02/contraventeos-cruz-de-san-andres.html>).

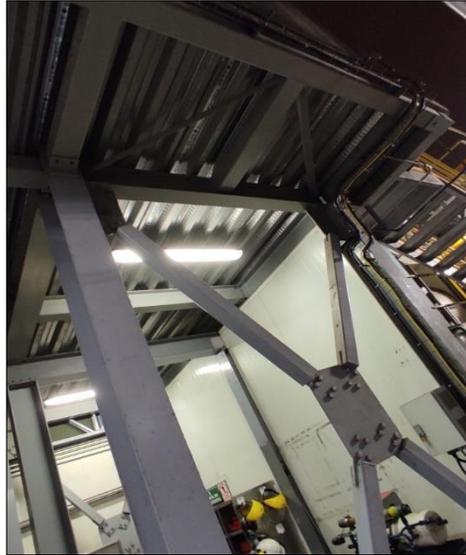
Figura 25

Sistema de arriostramientos típicos en puentes de acero



Fuente: Compressive loading test of corroded gusset plate connection in steel truss bridge, Murakoshi (https://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/27/27-5-3_Murakoshi.pdf).

Elementos típicos de acero sometidos a tracción, frente a sollicitaciones gravitacionales, sísmicas y viento.



Fuente: Propia.

La resistencia de diseño de un miembro a tensión “Pu”, será la más pequeña de los

valores obtenidos sustituyendo en las dos expresiones siguientes:

- Primera expresión: Para el estado límite de fluencia.

$$P_u = \phi * P_n = F_y * A_g$$

Donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia del Material (kg/cm²).

A_g = Área de la sección transversal del elemento en acero (cm²).

ϕ = Factor de minoración de resistencia LRFD = 0.90 (ANSI/AISC 360-16).

- Segunda expresión: Para el estado de fractura por tensión en la sección neta.

$$P_u = \phi * P_n = F_u * A_e$$

Donde:

F_u = Esfuerzo ultima de tracción del Material (kg/cm²).

A_e = Área neta efectiva que resiste la sección analizada a través de los agujeros de perno en el caso exista.

ϕ = Factor de minoración por fractura LRFD = 0.75 (ANSI/AISC 360-16).

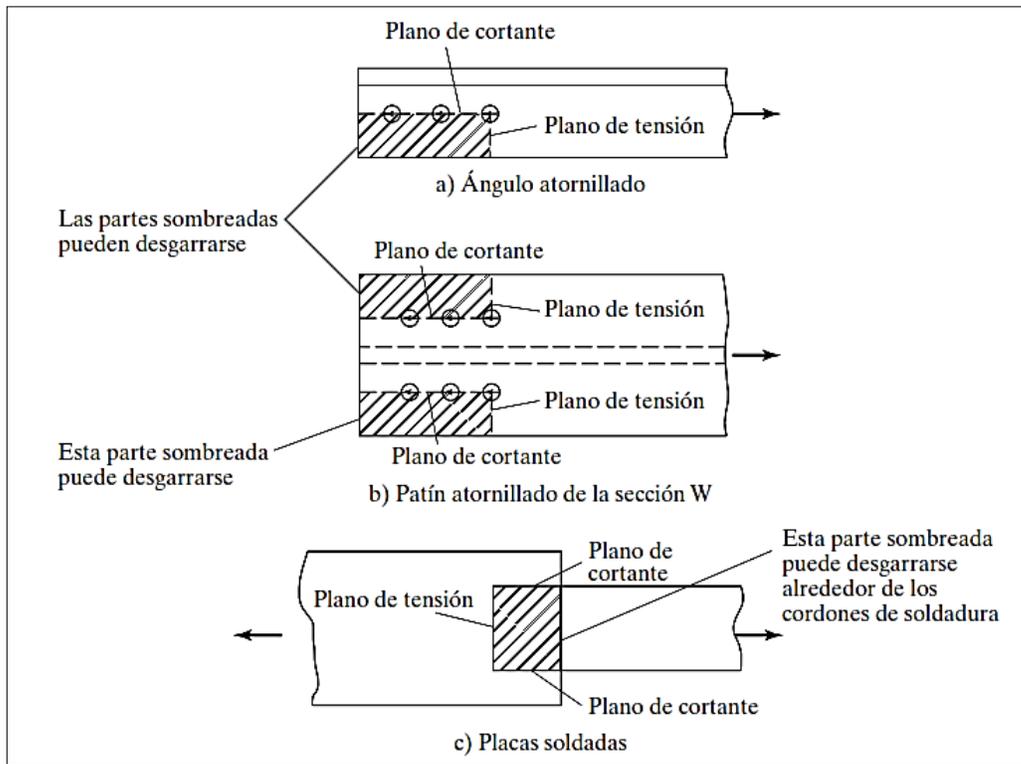
Las resistencias de diseño LRFD de los miembros a tensión no siempre están controladas por la fluencia a la tensión, la fractura a la tensión, o por la resistencia de los tornillos o las soldaduras con que se conectan. En lugar de ello, pueden estar controladas por la resistencia de su bloque de cortante, como se describe en esta sección. (McCormac & Csernak, 2013,p.85).

Cuando una carga de tensión aplicada a una conexión particular se incrementa, la resistencia a la fractura del plano más débil estará próxima. Ese plano no fallará entonces porque está restringido por el plano más fuerte. La carga puede incrementarse hasta que se alcance la resistencia a la fractura del plano más fuerte. En ese instante, el plano más débil está fluyendo.

La resistencia total de la conexión es igual a la resistencia por fractura del plano más fuerte más la resistencia por fluencia del plano más débil. (McCormac & Csernak, 2013,p.85).

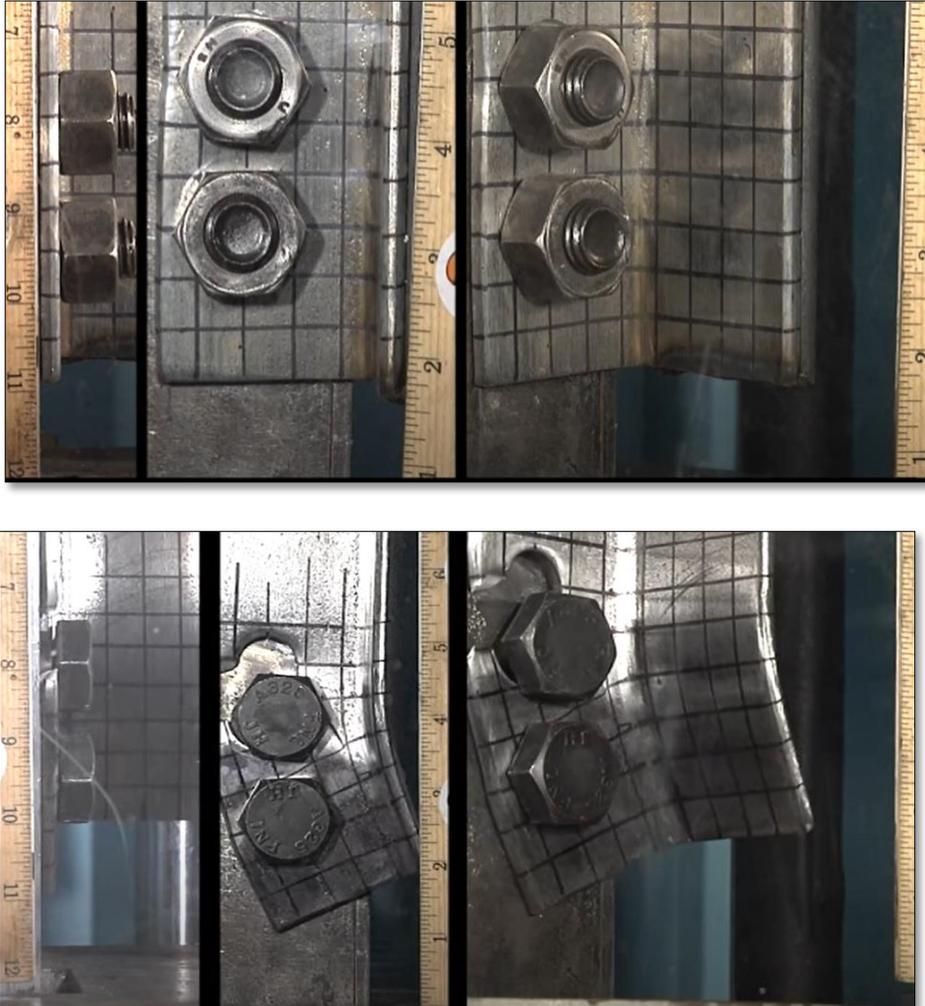
Figura 27

Falla por Bloque de Cortante



Fuente: Diseño de estructuras de Acero 5ta edición, (McCormac & Csernak, 2013)

Falla por Bloque de Cortante en ensayo real



Nota: Primera fotografía corresponde al estado inicial de la plancha de acero sin la aplicación de carga axial. La segunda fotografía corresponde al progreso de la falla por bloque de cortante debido a la carga a tensión aplicada

Fuente: https://www.youtube.com/watch?v=X1DXCf6YABE&ab_channel=TylerLey

2.5.6. Diseño a compresión de elementos de acero.

La especificación AISC proporciona una ecuación (la de Euler) para columnas largas con pandeo elástico y una ecuación parabólica empírica para las columnas cortas e intermedias. (McCormac & Csernak, 2013).

Con estas ecuaciones se determina un esfuerzo de pandeo a flexión “Fcr”, para un miembro a compresión. Una vez calculado este esfuerzo para un miembro particular, se multiplica por el área de la sección transversal para obtener su resistencia nominal “Pn”. La resistencia de diseño LRFD se determina de la siguiente manera: (McCormac & Csernak, 2013).

La resistencia de diseño a compresión se calcula con las siguientes expresiones, descritas en la especificación ANSI/AISC 360-16, Capítulo E.

Ecuación E4.1 del ANSI/AISC 360-16:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

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

Donde:

Fcr= Esfuerzo de pandeo crítico elástico (kg/cm²)

Ag= Área de la sección transversal del elemento en acero (cm²).

Øc= Factor de minoración para elementos en compresión LRFD = 0.90 (ANSI/AISC 360-16).

Según lo descrito en ANSI/AISC 360-19, el valor de “Fcr” se calcula de la siguiente manera:

- Cuando $K*L/r \leq 4.71\sqrt{E/fy}$

$$Fcr = (0.658)^{\frac{fy}{Fe}} * fy$$

- Cuando $K*L/r > 4.71\sqrt{E/fy}$

$$Fcr = 0.877 * Fe$$

Donde

Fe= tensión de pandeo elástico=

$$Fcr = \frac{\pi * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2}$$

E= Módulo de Elasticidad del Acero = $2.1*10^6$ kg/cm².

L= Longitud del elemento a compresión.

r= radio de giro mínimo del elemento.

K= Factor de Longitud efectiva.

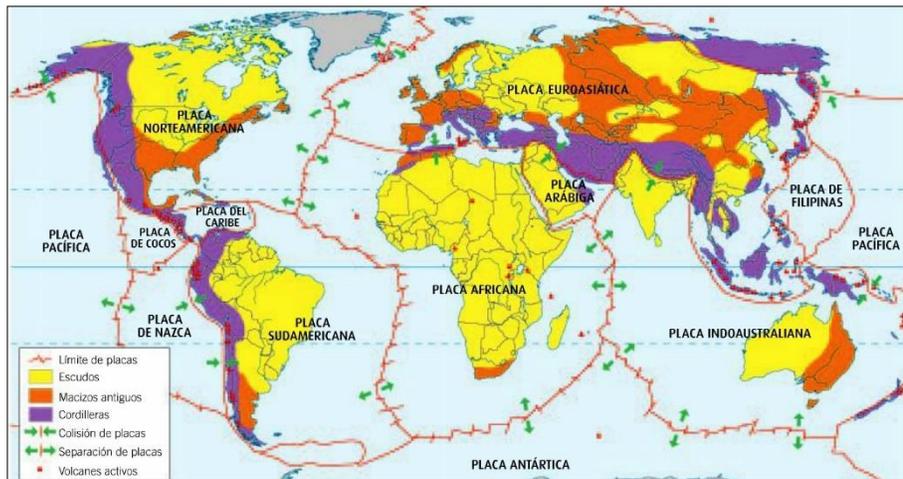
2.6.1. Concepto de Sismo y Placas tectónicas

“El sismo o terremoto es un fenómeno natural que consiste en uno o varios movimientos bruscos del terreno debido a la constante actividad de las placas tectónicas, estos pueden llegar a ocasionar importantes daños humanos y materiales”. (López López, 2013).

Las placas tectónicas son los segmentos en los cuales se divide a la corteza que conforma la tierra. El desplazamiento y choque entre dos placas es lo que originan los sismos.

Figura 29

Placas tectónicas del mundo.



Fuente: <https://magianaturaleza.com/c-sismos/placas-tectonicas/>



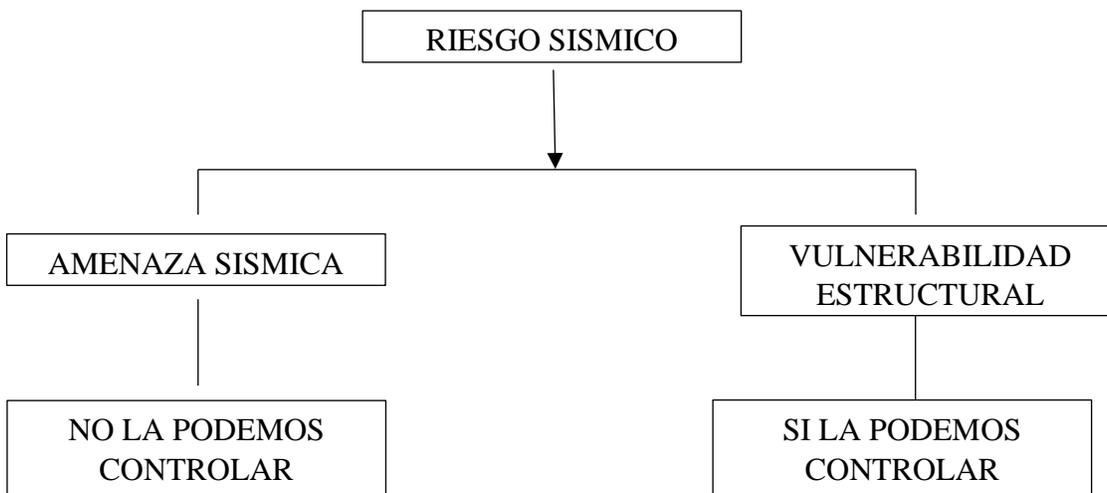
2.6.2. Objetivos del profesional en la ingeniería estructural.

El Sismo representa “energía” inducida a la “estructura” y los ingenieros somos los encargados de que parte de esa energía sea disipada por el sistema. Los principales objetivos del profesional responsable son:

- Diseñar, construir y mantener estructuras que resistan a la exposición de un terremoto, más allá de las expectativas y en total cumplimiento de los reglamentos de construcción.
- Prever las potenciales consecuencias de fuertes terremotos en áreas urbanas y sus efectos en la infraestructura.

Figura 30

Mapa conceptual de Riesgo Sísmico.



Fuente: Propia.

estructurales:

2.6.2.1. Ductilidad:

Capacidad de una estructura, miembro y sección estructural de incursionar en rango inelástico de deformación sin pérdida apreciable de su resistencia. (Crisafulli, 2018)

La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y, además, pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento. (García Acurio & Moscoso, 2016)

La ductilidad, puede medirse de diversas maneras; la más frecuente es a través del cociente entre la curvatura última " Φ_u ", que es la correspondiente al momento máximo que puede resistir la sección M_u , y la curvatura cedente " Φ_y ", que se alcanza cuando el acero de refuerzo a tracción entra en cedencia.

2.6.2.2. Rótulas Plásticas:

Es una zona de cedencia cuya formación se inicia en una sección de un miembro estructural cuando en esta se excede el momento de cedencia del material y por lo tanto se obtiene altos niveles de deformación sin un incremento notable de la carga.

Para lograr una buena ductilidad y disipación de energía es necesario que se presente el mecanismo de rótulas plásticas por flexión en Vigas, para lo cual es vital garantizar una mínima resistencia de columnas en su rango elástico.

Figura 31



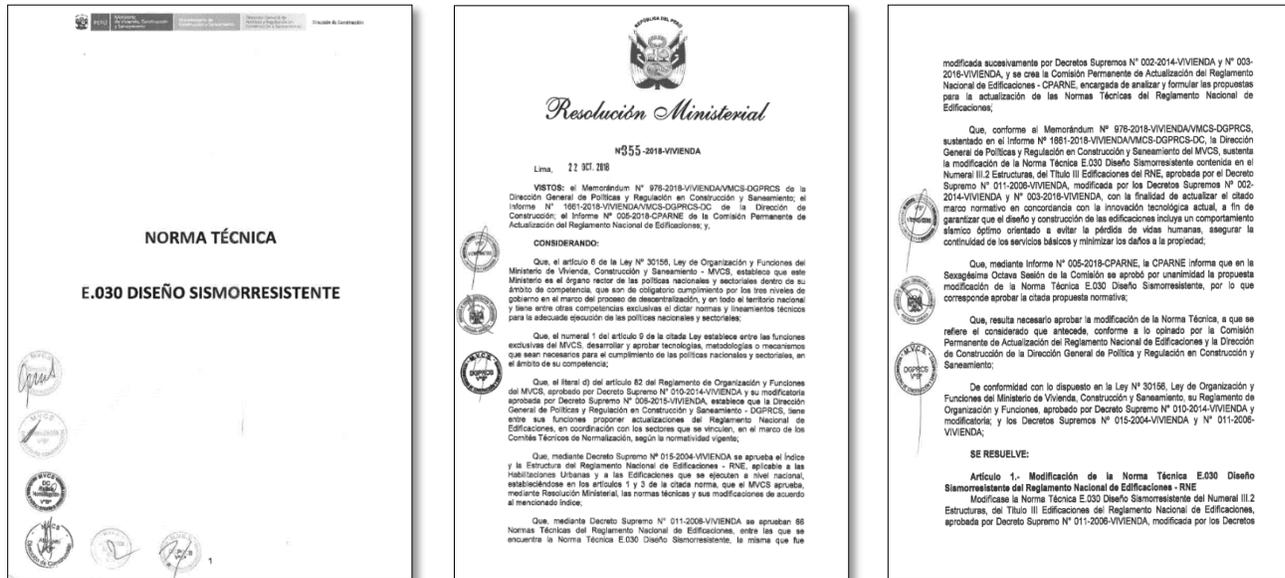
Fuente: Okazaki, T. Arce, Engelhardt, M. D, Nakashima, M. y Suita, K. (2004) "Experimental Study on Link-to Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames".

2.6.2.3. Normativa Sismorresistente

En las normativas sismorresistentes se establecen los criterios de análisis y diseño para edificaciones donde pueden ocurrir movimientos sísmicos, los cuales tienen como objetivo proteger vidas, y aminorar los daños esperados en las edificaciones, asimismo, mantener operativas las edificaciones esenciales.

La norma el cual aplicamos fielmente como profesionales en nuestro país Perú, es la normativa E-0.30 "DISEÑO SISMORRESISTENTE", aprobada el año 2018:

Normativa de diseño sismorresistente peruana vigente desde el 2018



Fuente: <http://page.sencico.gob.pe/>

2.6.2.4. Espectro de diseño y factor de reducción de respuesta “R”

La acción sísmica se representa a través de un espectro de diseño elástico, tomando en cuenta principalmente la máxima aceleración esperada del terreno según el tipo de falla. Para fines del diseño sismorresistente se establece el “Espectro de Diseño Inelástico”, el cual considera un factor de reducción de respuesta conocido como “R” que depende del sistema estructural y un factor asociado a la importancia de la edificación.

Al aplicar el factor “R” se asume que la estructura superará su rango elástico y disipará energía de forma estable, para lo cual se requerirá que sea suficientemente dúctil. La ductilidad precisamente va a depender del sistema estructural que se defina, ya que estará sujeta a la

capacidad de deformación, del control que se establezca de los posibles mecanismos frágiles que pudieran presentarse y también de las irregularidades presentes de tipo horizontal o vertical.

El capítulo 29.2 “Aceleración espectral” del NTP E.0.30, brinda las variables y la ecuación para calcular la aceleración espectral en cada dirección de análisis.

Según Ministerio de Vivienda, (2016) “Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:”

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Donde:

Z = Factor de Zonificación.

U= Factor de Uso.

C = Factor de Amplificación Sísmica.

S= Factor de Suelo.

Además, el capítulo 29.4 “Fuerza Cortante Mínima” del RNE E.0.30 indica el mínimo valor de la fuerza sísmica dinámica en relación a un porcentaje de la fuerza sísmica estática, que depende de la configuración estructural de la edificación:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

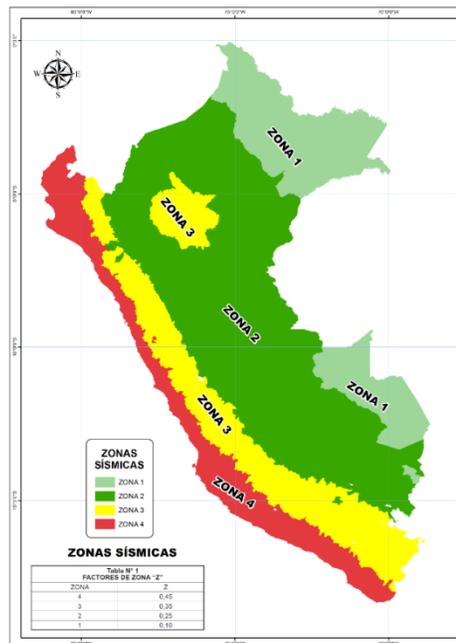
Donde:

2.6.2.5. Zonificación Sísmica

El territorio nacional se considera dividido en 4 zonas, como se muestra en la figura inferior. La zonificación se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y a la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información tectónica (NTP E0.30 “Diseño Sismorresistente”).

Figura 33

Zonificación sísmica en el Perú, según NTP E.030



Fuente: <https://www.geogpsperu.com/>

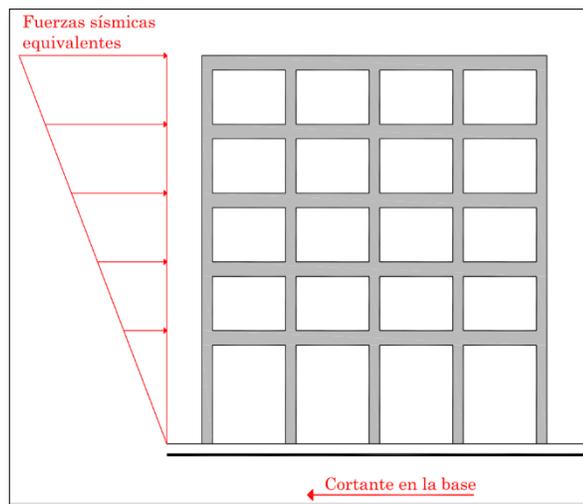
2.6.2.6. Métodos de análisis sísmico

Análisis Estático:

Representa un modelo simplificado, el cual se limita a edificaciones que posean un máximo de 10 niveles o 30 metros. Para su aplicación es fundamental el control del riesgo torsional.

La acción sísmica se representa con unas fuerzas lateral sísmicas equivalentes que se determina a partir del producto de un coeficiente sísmico por el cortante de la base, el cual se distribuye en una dirección y de manera creciente en toda su altura (García Nuñez, 2018)

Figura 34



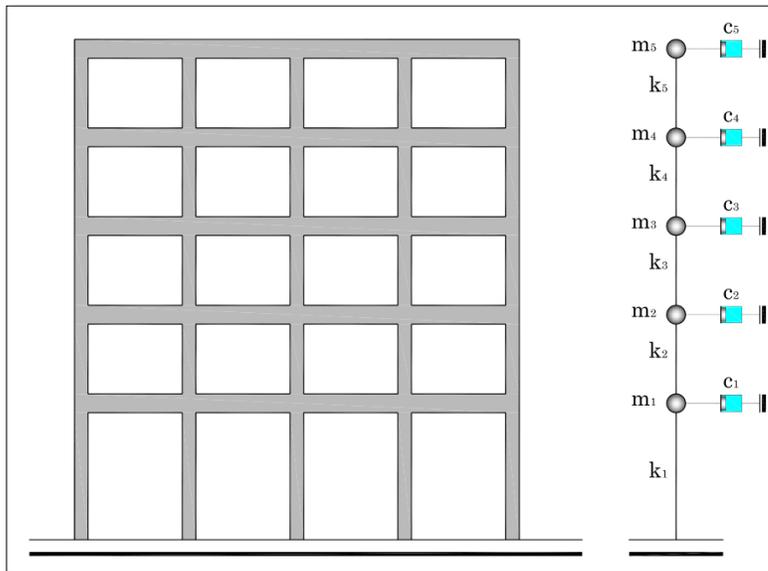
Cortante en la base y fuerzas sísmicas equivalente. (Vielma, 2011, p.5)

2.6.2.7. Método de Análisis Dinámico Espacial con Diafragma Rígido:

Este método considera que la estructura tiene tres (3) grados de libertad por nivel, con el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales, donde a través de un análisis espectral de superposición modal se determinan las fuerzas máximas probables. En cada nivel hay un centro específico de masa, cortante y de rigidez. (Cordero Camacho, 2017)

Figura 35

Modelo representativo del análisis dinámico



Estructura modelizada como edificio de cortante. (Vielma, 2011, p.6)



2.6.2.8. Método de Análisis Dinámico Espacial con Diafragma Flexible:

Este método considera que la estructura tiene “n” grados de libertad por nivel, dependientes del número de masas asociadas a cada nodo, con el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales, donde a través de un análisis espectral de superposición modal se determinan las fuerzas máximas probables.

2.6.2.9. Niveles de Desempeño en estructuras de Concreto armado para el diseño sísmico.

Para que estructuras de concreto armado incursionen con éxito la etapa de comportamiento inelástico inducido por el sismo, su capacidad para disipar energía sísmica depende de su nivel de detallado. (ACI, 2019).

Clasificación según su desempeño:

3. Especial moment frame (SMF) Pórticos Especiales a momento

Sistemas capaces de incursionar y disipar energía en el rango inelástico de manera estable, ante un evento sísmico. El nivel de detallado proporciona la resistencia y ductilidad requerida para la condición sismorresistente más exigente, de conformidad a los lineamientos normativos.

4. Intermediate moment frame (IMF) Pórticos Intermedios a momento

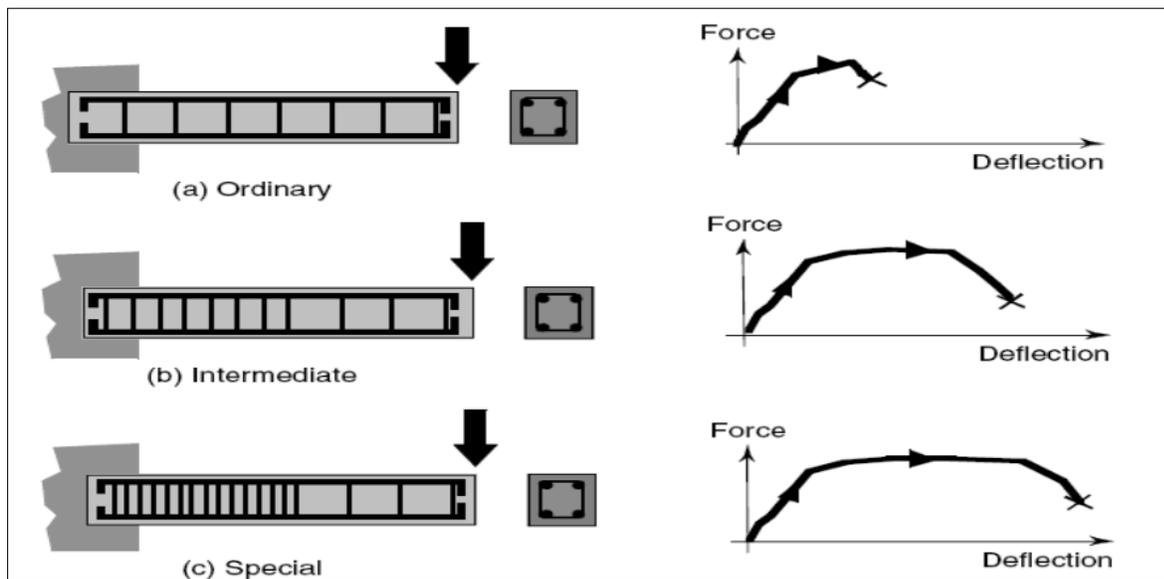
Sistemas capaces de incursionar y disipar energía en el rango inelástico de manera limitada, ante un evento sísmico. El nivel de detallado proporciona la resistencia y ductilidad requerida para una condición sismorresistente intermedia, de conformidad a los lineamientos normativos.

5. Ordinary moment frame (OMF) Pórticos Intermedios a momento

Sistemas con muy poca capacidad inelástica. El nivel de detallado proporciona la resistencia para un desempeño en el rango elástico, de conformidad a los lineamientos normativos.

Figura 36

Niveles de detallado para obtener distintos niveles de ductilidad en elementos de concreto armado



Fuente: Material del curso diseño sismorresistente en concreto armado ,2019 Inesa Tech (<https://www.inesa-tech.com/>).

2.6.2.10. Control de las fallas en estructuras sismorresistentes mediante el criterio de viga débil-columna fuerte.

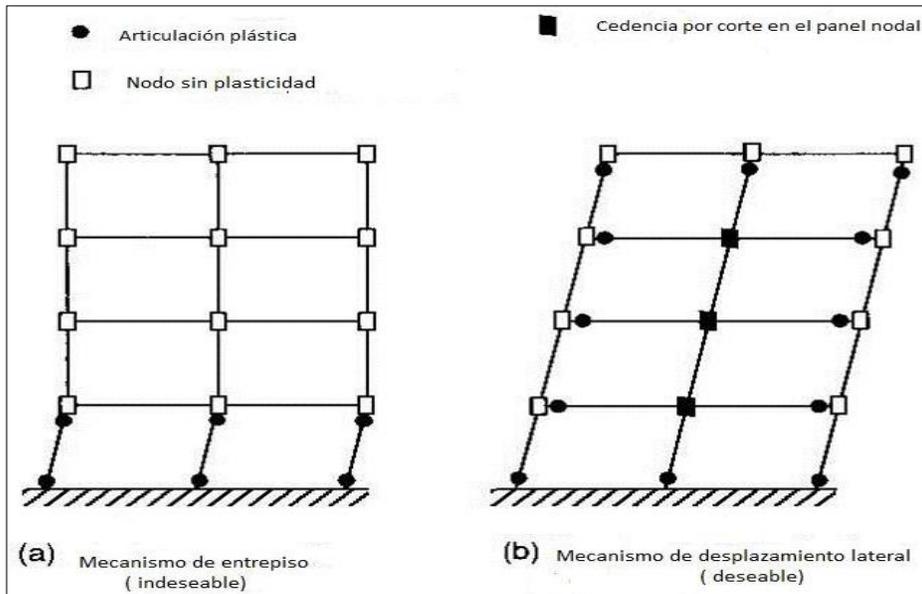
El objetivo principal del criterio viga débil – columna fuerte es que la estructura logre alcanzar un mejor comportamiento disipando las fuerzas sísmicas mediante su ductilidad. Para esto se debe inducir rótulas plásticas en los extremos de las vigas, que para acciones sísmicas deben de activarse antes que las rótulas de las columnas, de lo contrario, es posible que se produzca un mecanismo de colapso. (Mejía, 2017, p.6).

En estructuras diseñadas para eventos sísmicos, la ductilidad es utilizada para que la estructura pueda desarrollar un buen comportamiento formando rótulas plásticas (como se

muestra en la Figura 37), y junto a estas lograr una redistribución de las acciones para permitir la absorción y disipación de la energía del terremoto. (Elnashai & Di Sarno, 2008, p.88)

Figura 37

Mecanismos de disipación de energía sísmica en pórticos resistentes a momentos.



Fuente: www.construccionenacero.com

Por otra parte, la capacidad de absorber y disipar energía sísmica de una estructura va a depender de las propiedades histeréticas que serán determinadas por el criterio del diseñador. (Paulay & Priestley, 1992, p.12).

El American Concrete Institute (ACI), brinda ecuaciones que deben de cumplirse para un mecanismo adecuado de disipación de energía:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} * \sum M_{nb}$$

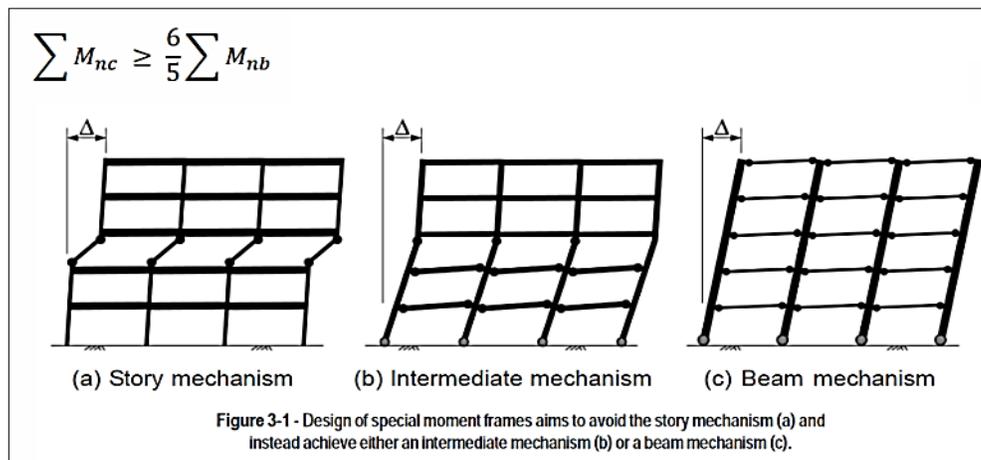
Donde:

$\sum M_{nc}$ =es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nodo, evaluados en las caras del nodo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nb}$ =es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nodo, evaluados en la cara del nudo.

Figura 38

Mecanismos de disipación de energía sísmica en pórticos resistentes a momentos, según la ductilidad genera en el detallado



Fuente: Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frame: A Guide for Practicing Engineers

CAPÍTULO III. DESCRIPCIÓN DE LA EXPERIENCIA PROFESIONAL

Dedicarse a la ingeniería estructural es una labor de preparación, actualización e investigación constante. El leer e investigar reglamentos nacionales, internacionales, revisar varios libros de diseño y textos similares es parte de mi día a día profesional el cual, lo he venido complementando con la supervisión de proyectos.

En estos años de labor, realizando trabajos dentro de un ambiente muy restringido y difícil para la ejecución de trabajos civiles, ha generado en mi persona, una mayor percepción de variables presentes en el desarrollo de cada proyecto. Como lo son:

- Tiempo Limitado.
- Tipos de zonificaciones de áreas de trabajo para evitar la generación de partículas contaminantes en función de cada proyecto.
- Evitar realizar trabajos de soldadura en campo.
- Carga Limitada de elementos estructurales para ser transportada por el personal dentro de la fábrica.
- Soluciones de reparación y reforzamiento estructural “rápidas”.
- Inexistencia de información de áreas de trabajo (planos estructurales).
- Desconocimiento del estado de los elementos estructuras existente.
- Dificultad del levantamiento de información en áreas de producción debido a las actividades que se realizan día a día.
- Entre otros.

Variables como las presentadas anteriormente, son consideradas por mi persona antes de realizar el diseño de estructuras en cada proyecto para evitar complicaciones.

Dentro de las funciones más significativas que llevo desarrollando en la empresa, es de analizar y diseñar estructuras de concreto armado y acero estructural. Además, el desarrollo de la planimetría 2D y 3D y levantamiento de información de las áreas a ejecutar en cada proyecto según los requerimientos del cliente.

La realización de estos proyectos me ha generado un mayor entendimiento del comportamiento de las estructuras, llevándolas a la práctica.

En este capítulo, presento algunos de los trabajos de mayor importancia que he realizado para la empresa Golden Tower Construction. Además, para cada proyecto, presento en forma ordenada los resultados y las conclusiones obtenidas.

3.1. Proyecto 01: Evaluación Estructural y diseño en sala de baterías.

3.1.1. Antecedentes del Proyecto Ejecutado

A causa de la incorporación de un nuevo sistema “puente grúa” con capacidad máxima de izaje de: 3.2 toneladas y ante la ausencia de información estructural (planos estructurales, resistencia del concreto, tipo de ladrillos) de la sala de baterías ubicado dentro de la fábrica, se requiere realizar una evaluación estructural de todo el ambiente.

Figura 39

Fotografías del área “Sala de baterías”



3.1.2. Alcance del proyecto

- Realizar el levantamiento geométrico y estructural de la sala de baterías de P&G.
- Justificar mediante cálculos y ensayos (extracción de muestras, inspecciones visuales, etc.) el estado actual del ambiente.
- Proponer un sistema de reforzamiento de ser necesario, para las ménsulas.
- Diseñar la viga carril para la incorporación de un puente grúa.

3.1.3. Descripción de la estructura Existente

La sala de baterías cuenta con un área techada de 72.15 m². La estructura está compuesta de pórticos de concreto armado, con muros de albañilería tipo “King Kong 18 huecos” en aparejo de soga (e:13cm.) adosado a columnas.

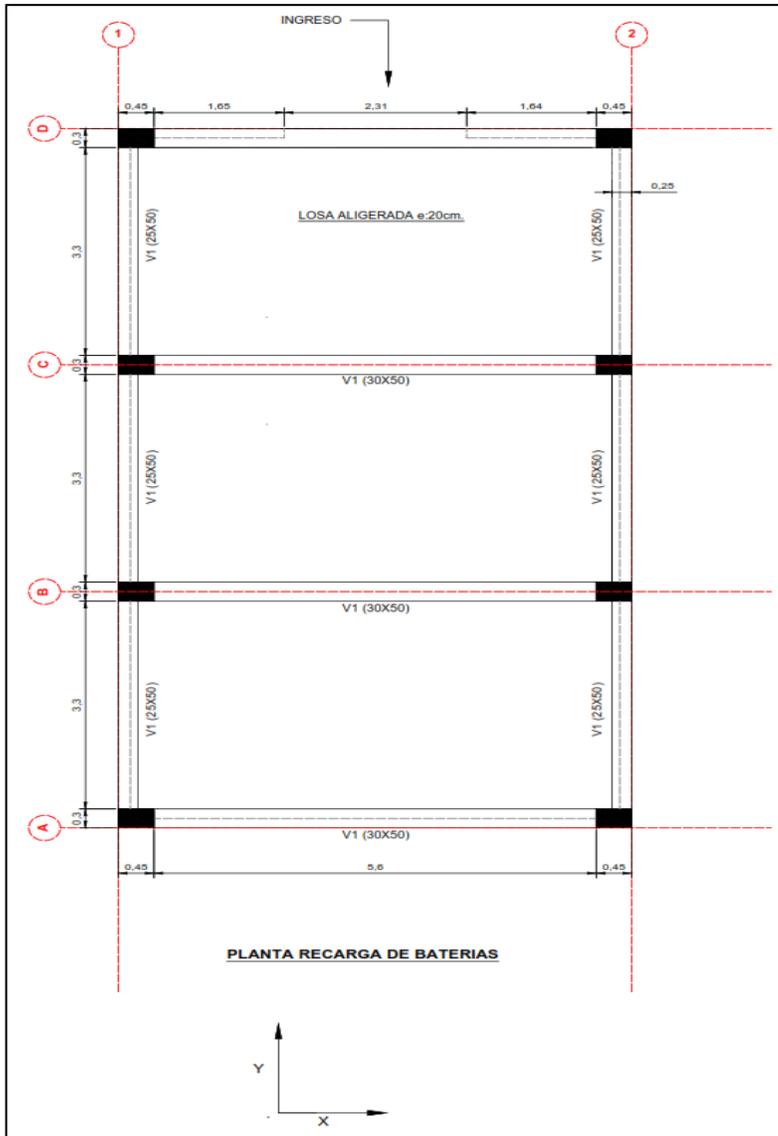
Los elementos estructurales son los siguientes:

- 8 columnas rectangulares de concreto armado con dimensiones: 30cm. X 45cm.
- Vigas rectangulares de concreto armado en dirección X con dimensiones: 30cm. x 50cm.
- Vigas rectangulares de concreto armado en dirección Y con dimensiones: 25cm. x 50cm.
- Muros de albañilería en aparejo de soga conectado a columnas.
- Las columnas cuentan con ménsulas de altura interior de 43cm. x 30cm. de ancho; y exterior de 18 a 19 cm. x 30cm. de ancho.

- El techo es una losa aligerada de 20cm. de espesor y la altura total del ambiente es de 5m.

Figura 40

Plano de planta del área de trabajo



Fuente: Propia.

3.1.4. Levantamiento de Información

La estructura tiene un solo nivel y está compuesta por pórticos de concreto armado y muros de albañilería adosados a las columnas. Se espera que el comportamiento sísmico sea de muros estructurales en ambas direcciones y que las columnas sean sus elementos de confinamiento en la dirección Y, mientras que en la dirección X son parte de los pórticos y confinamiento de los muros de los ejes A y D.

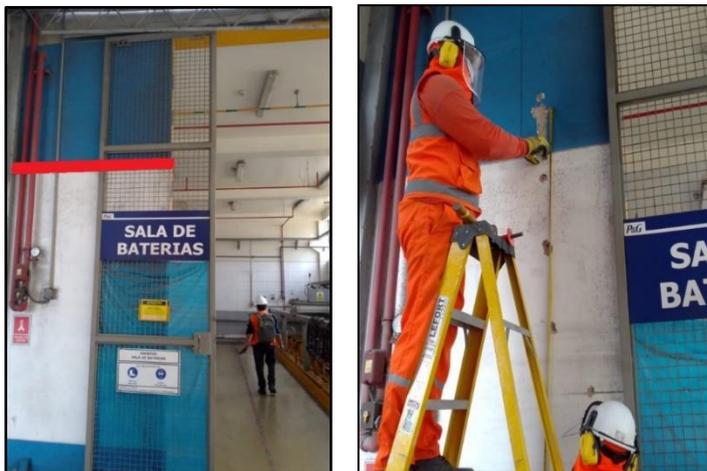
Se estima que la estructura presente alrededor de 25 años de antigüedad (según la fecha de planos arquitectónicos alcanzados por el cliente).

Se detalla los trabajos realizados para el levantamiento de información estructural:

- Extracción del recubrimiento e:2cm. en muros ubicados a la entrada de la sala de baterías para evidenciar elementos de confinamiento; la altura de la “viga solera” se ubicó a +3.00m. desde el nivel de piso terminado.

Figura 41

Trabajos realizados



- Extracción del recubrimiento e:2cm. para determinar el tamaño de la columna de confinamiento y el tipo de conexión; el tamaño encontrado fue de 25cm. de base por 15cm. de Espesor, y la conexión es del tipo “dentada”. El ladrillo encontrado es del tipo “King Kong 18 huecos”, en distribución tipo “soga”, e:13cm. Las dimensiones del ladrillo son: 13cm. X 23cm. X 9cm.

Figura 42

Trabajos realizados



- Se usó el Escáner de armaduras de acero para ubicar la posición de las barras y la distribución de los estribos de confinamiento en columnas. Por la aglomeración de barras en algunos puntos de análisis se decidió picar la columna hasta encontrar el refuerzo. Las barras se ubicaron a 8cm. de profundidad aproximadamente desde el borde exterior de la columna. El diámetro de las barras es $\varnothing 5/8''$, evidenciándose 3 unidades frontales espaciados a 6.5cm. entre ejes.

- Con los datos del escáner se evidencia una distribución de 10 unidades de \varnothing 5/8" en la columna, a una profundidad aproximadamente de 8cm. Los estribos son de \varnothing 3/8", con espaciamiento de: 1 @ 5cm, 8-10 @ 10-15cm, R @ 25cm.

Figura 43

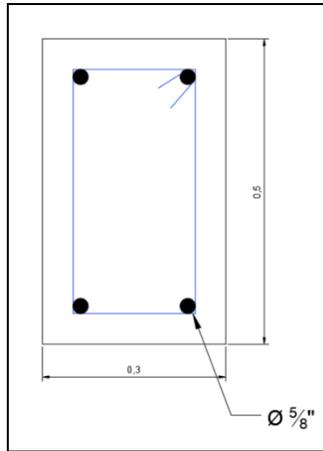
Trabajos realizados



- Se realizó la extracción del recubrimiento en vigas, y se encontró 4 unidades de barras de refuerzo $\text{Ø } 5/8''$, con estribo de $\text{Ø } 3/8''$.

Figura 44

Distribución de acero en viga



- Se realizó la evaluación del estado de las ménsulas.

Figura 45 a

Evaluación de ménsula de concreto armado



Nota: Se realizó el picado de ménsulas de los Ejes 1-D y 1-B

Evaluación de ménsula de concreto armado.



- Levantamiento de la geometría total del ambiente

Figura 46

Levantamiento de información en el área



3.1.5. Ensayos de Campo



Esclerometría.

La Norma Técnica Peruana (NTP 339.181) establece las disposiciones para el cálculo y determinación de un número de rebote en el concreto endurecido, el mismo que se usará para determinar los resultados de esta prueba de campo.

Debido a la incertidumbre inherente en la estimación de la resistencia, este método de ensayo no se utiliza como base para la aceptación o rechazo del concreto, sin embargo, para el estudio de esta investigación y con propósito de tener un acercamiento más cercano a la realidad de la calidad de uniformidad y resistencia del concreto en la edificación existente, se ha visto conveniente la utilización de este ensayo no destructivo.

Extracción de probetas diamantinas.

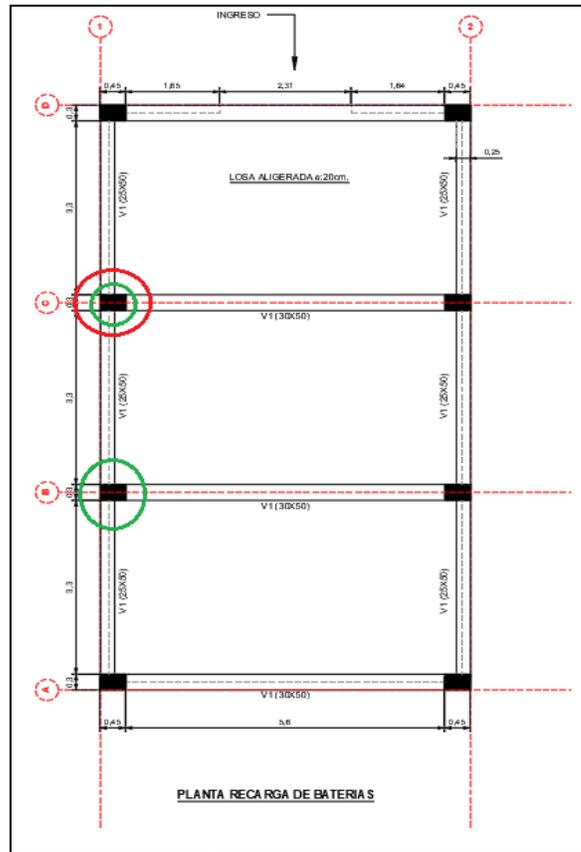
La extracción y ensayo fueron conforme a la NTP 339.059 (Obtención y Ensayo de Testigos Diamantinos) y NTP 339.034 (Compresión en Probetas Cilíndricas de Concreto).

La ubicación de los ensayos fueron las siguientes (Se muestra en la figura 47):

- En rojo; extracción de espécimen diamantina. (EJE 1, C).
- En verde; uso del esclerómetro (EJE 1, C Y B).

Figura 47

Ubicación de ensayos de campo



A continuación, se describen los trabajos realizados:

Esclerometría:

Se evaluaron 02 columnas; en la columna del eje 1-C se realizó la extracción del recubrimiento en un solo punto de análisis y en la columna del eje 1-B, en dos puntos. Para cada punto de análisis se consideró un rango máximo de 150mm X 150mm (se visualiza en la figura 48).

Figura 48

Trabajos realizados para el ensayo de esclerometría.



Fuente: Propio

Se realizó una división en forma equitativa en una cuadrícula de 6 x 6 con espaciamiento de 1 pulgada. Se evaluará 10 puntos.

En cuanto a los resultados obtenidos se descartarán las lecturas que difieran del promedio de las 10 lecturas por más de 6 unidades y se determinará el promedio de las lecturas restantes, en los siguientes cuadros de valores se resaltarán las lecturas descartadas con este criterio.

En cuanto a la precisión para un mismo espécimen, operador y equipo, la desviación estándar es 2.5 unidades como está definido en la ASTM E177. Por consiguiente, el rango de 10 lecturas no deberá exceder a 12. En cada una de las mediciones se muestra la desviación estándar obtenida, siendo esta menor a 12 en todos los casos.

Figura 49



Los resultados obtenidos son los siguientes:

ELEMENTO		TIPO DE MARTILLO									FECHA DE CALIBRACIÓN	
Columna 01- 30x45 EJE 1-C		Esclerómetro DRC 19L05180									21/10/2020	
ORIENTACIÓN	REBOTES									PROMEDIO (S)	Resistencia a la Compresión (kgf/cm ²)	
HORIZONTAL	35	35	35	32	35	32	35	35	35	35	34	214.14

DESVIACIÓN ESTÁNDAR
1.26

ELEMENTO		TIPO DE MARTILLO									FECHA DE CALIBRACIÓN	
Columna 02- 30x45 EJE 1-B 01 ensayo		Esclerómetro DRC 19L05180									21/10/2020	
ORIENTACIÓN	REBOTES									PROMEDIO (S)	Resistencia a la Compresión (kgf/cm ²)	
HORIZONTAL	40	40	40	38	38	38	36	36	38	38	38.2	275.3

DESVIACIÓN ESTÁNDAR
1.48

ELEMENTO	TIPO DE MARTILLO	FECHA DE CALIBRACIÓN
----------	------------------	----------------------

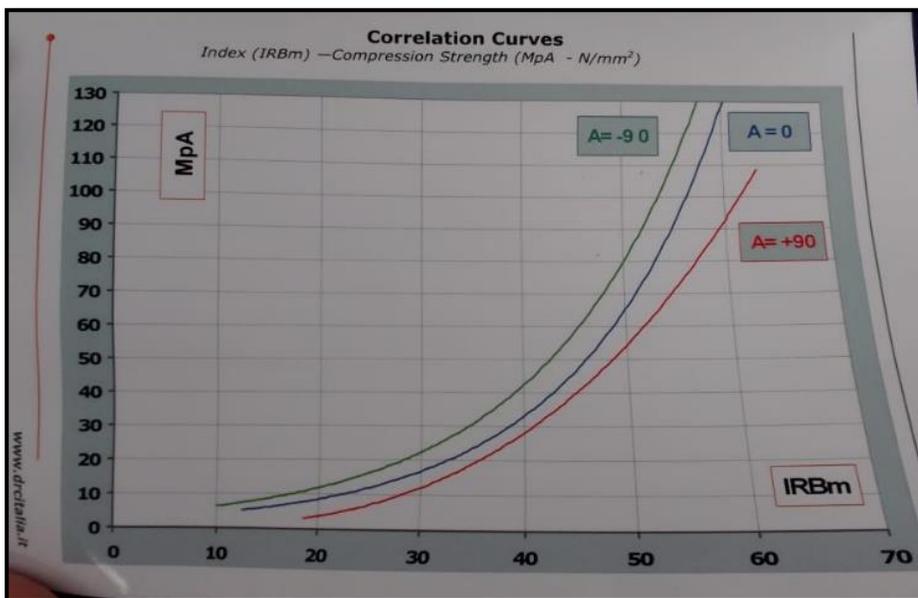
Columna 02- 30x45 EJE 1-B 02 ensayo.			Esclerómetro DRC 19L05180				21/10/2020				
ORIENTACIÓN	REBOTES									PROMEDIO (S)	Resistencia a la Compresión (kgf/cm ²)
HORIZONTAL	41	41	40	38	38	38	36	36	36	38	275.3

DESVIACIÓN ESTÁNDAR
2.05

Se presenta la curva de correlación brindada por el fabricante, con el cual se estimó la resistencia a la compresión del concreto:

Figura 50

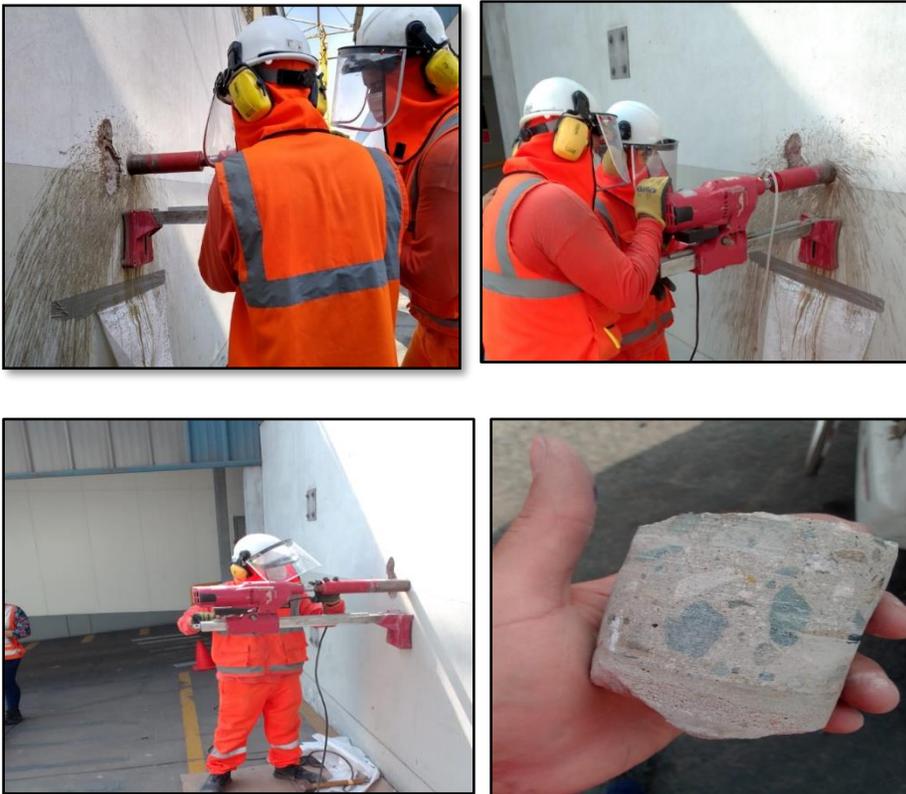
Curva de correlación brindada por el fabricante del esclerómetro.



La extracción se realizó en la Columna del EJE 1-C, a una altura de 1.50m. por encima del nivel de piso terminado.

Figura 51

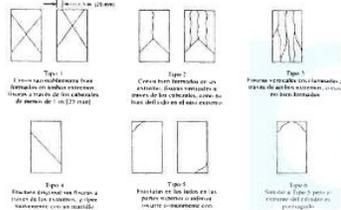
Fotografías de la extracción de espécimen de concreto en columna.



El resultado del análisis en laboratorio del espécimen reporta una resistencia de 232.9kg/cm². El artículo 8.1 de la NTE E.070 Albañilería indica que, para los elementos de confinamiento de concreto, el f'_c mínimo debe ser 175kg/cm². Por lo tanto, se usará este valor (175kg/cm²) como característico de las columnas en el análisis estructural con fines conservadores.

La figura siguiente muestra el reporte del ensayo realizado a la probeta extraída:

Reporte del ensayo a compresión del espécimen extraído.

INGEOCONTROL		INFORME		Código	AE-PG-101															
MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS DE HORMIGÓN		Verión	01	Fecha	30-06-2018															
		Página	1 de 1	REGISTRO Nº:	IGC21-LEM-093-01															
PROYECTO	Evaluación estructural sala de batería de P&G		REALIZADO POR	R. Lajya																
SOLICITANTE	Alejandro Ordoñez Chinguel		REVISADO POR	J. Gutiérrez																
Cliente	GOLDEN TOWER CONSTRUCCION		FECHA DE ENSAYO	25/01/2021																
UBICACIÓN DE PROYECTO	---		TURNOS	Dúma																
FECHA DE EMISIÓN	28/01/2021																			
Tipo de muestra	Concreto endurecido																			
Presentación	Núcleos extraídos de concreto endurecido																			
Escala de diseño	210 kg/cm ²																			
Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens ASTM C39/C39M-18																				
Identificación	Fecha de Emisión	Fecha de Rotura	Dímetro (cm)	Altura (cm)	Peso (kg)	PUC (kg/cm ²)	Tipo de Falla	RELACIÓN ALTURA / DIÁMETRO	Fuerza Máxima (kg)	Esfuerzo (kg/cm ²)										
Columna	20/01/2021	25/01/2021	6.63	4.63	0.381	2384	3	0.70	11027.0	232.9 kg/cm ²										
 <p>FIG. 3 Tipos de los Métodos de Ensayo Tipos Fuente: ASTM C39</p>			<p>8.2 If the specimen length to diameter ratio is 1.75 or less, correct the result obtained in 8.1 by multiplying by the appropriate correction factor shown in the following table. Note 1:</p> <table border="1"> <tr> <td>L/D</td> <td>1.75</td> <td>1.00</td> <td>1.25</td> <td>1.50</td> </tr> <tr> <td>Factor</td> <td>0.96</td> <td>0.96</td> <td>0.93</td> <td>0.87</td> </tr> </table> <p>Use appropriate correction factors for L/D values between those given in the table. Fuente: ASTM C39</p>								L/D	1.75	1.00	1.25	1.50	Factor	0.96	0.96	0.93	0.87
L/D	1.75	1.00	1.25	1.50																
Factor	0.96	0.96	0.93	0.87																
<p>OBSERVACIONES:</p> <ul style="list-style-type: none"> Muestras elaboradas y curadas por el solicitante Las muestras cumplen con la relación altura / diámetro por lo que no fue necesaria la corrección de esfuerzo Prohíbida la reproducción total o parcial del presente documento sin la autorización escrita de INGENIOCONTROL 																				
INGEOCONTROL S.A.C.																				
<p>TECNICO LEM</p> <p>Nombre y Firma:</p>  <p>Noemí C. Sánchez Huamán INGENIERA CIVIL - CIP Nº: 196029 INGENIERA GEOTECNICA Y CONTROL DE CALIDAD S.A.C.</p>			<p>Jefe LEM</p> <p>Nombre y Firma:</p>  <p>Jony C. Gutiérrez Abanto GERENTE GENERAL INGENIERA GEOTECNICA Y CONTROL DE CALIDAD S.A.C.</p>			<p>CCC - LEM</p> <p>Nombre y Firma:</p>														
<p>Mz. A Lote 24 Urb. Mayorazgo 2da etapa - San Martín de Porres - Lima Teléfono: (01) 685-3652 Cel.: 924 513 299 / 924 149 819 / 946 546 488 www.ingeocontrol.com / informes@ingeocontrol.com</p>																				

Luego de la recolección de información y resultados obtenidos, se procede con el análisis estructural.

3.1.6. Reglamentos aplicables para el análisis estructural

estructural), se usó los siguientes reglamentos de referencia:

- RNE E-020: Cargas.
- RNE E-030: Diseño sismorresistente.
- RNE E-060: Concreto Armado. RNE E-070: Albañilería.
- RNE E-090: Estructuras Metálicas.
- Norma Americana “A.C.I” “American Concrete Institute”.
- Especificación ANSI/AISC 360-16 Para construcción de Acero.
- Norma ASCE 7-16 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”.

3.1.7 Propiedades de los materiales

Para los materiales, se usó las siguientes propiedades:

- Concreto: $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (Para análisis de ménsula y vigas)
 $f'c = 175\text{ kg/cm}^2$ (Para análisis de rigidez en dirección Y)
- Acero de refuerzo: $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ (ASTM A-615 Grado 60)
- Albañilería (unidad de arcilla Clase IV):
 $f'm = 65\text{kg/cm}^2$
 $v'm = 8.1\text{kg/cm}^2$
 $E_m = 500f'm = 32500\text{kg/cm}^2$
 $G_m = 0.4E_m = 13000\text{kg/cm}^2$

Donde:

- $f'm$: Resistencia característica a compresión axial de la albañilería = 65kg/cm^2 (de acuerdo con los resultados de los ensayos presentados en los artículos “Control de la trituración de los ladrillos huecos en muros de albañilería confinada sujetos a carga lateral cíclica” y “Control de la trituración de los ladrillos huecos mediante malla electrosoldada en muros de albañilería confinada” liderados por el Ing. Ángel San Bartolomé Ramos de la Pontificia Universidad Católica del Perú).
- E_m : Módulo de Elasticidad de la Albañilería (unidades de arcilla) = $500f'm = 32500\text{kg/cm}^2$ (Artículo 26.7 de la NTE E.070).
- G_m : Módulo de Corte de la Albañilería = $0.4E_m = 13000\text{kg/cm}^2$ (Artículo 26.7 de la NTE E.070).
- $v'm$: Resistencia característica de la albañilería al corte, obtenida de ensayos de muretes a compresión diagonal (de acuerdo con los resultados de los ensayos presentados en el artículo “Reforzamiento de viviendas existentes hechas con ladrillos pandereta” liderado por el Ing. Ángel San Bartolomé Ramos de la Pontificia Universidad Católica del Perú).

3.1.8 Cargas Actuantes considerados

Las cargas consideradas son las siguientes:

Carga muerta (D)

- Peso concreto = 2400kg/m^3
- Peso albañilería = 1800kg/m^3
- Peso aligerado 1 dirección (0.20m) = 300kg/m^2
- Peso piso terminado en techo = 100kg/m^2 (algún acabado para protección contra lluvias o similar)

Carga viva en techo (Lr)

- 100kg/m^2

Carga sísmica (S)

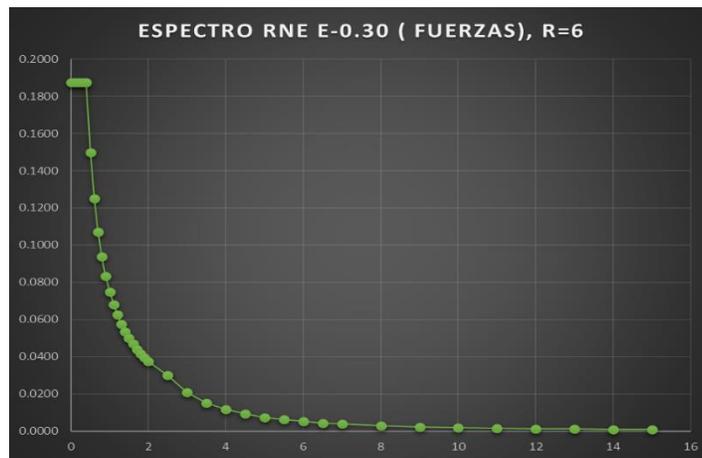
- Z: Factor de Zona = 0.45 (Zona 4, Tabla N°1 de la NTE E.030)
- U: Factor de Importancia = 1.0 (Categoría C, Edificaciones Comunes, Tabla N°5 de la NTE E.030).
- C: Factor de Amplificación Sísmica = De acuerdo con el período de la estructura (artículo 14 de la NTE E.030)
- S: Factor de Suelo = 1 (Suelo tipo S1, Tabla N°3 de la NTE E.030)
- R: Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (Sismo Moderado) = 6 (Artículo 23 de la NTE E.070)
- R: Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (Sismo Severo) = 3 (Artículo 23 de la NTE E.070 y Tabla N°7 de la NTE E.030)

- P: Peso Sísmico total de la edificación de acuerdo con lo indicado en el Artículo 26 de la NTE E.030: 100% D + 25% Lr.

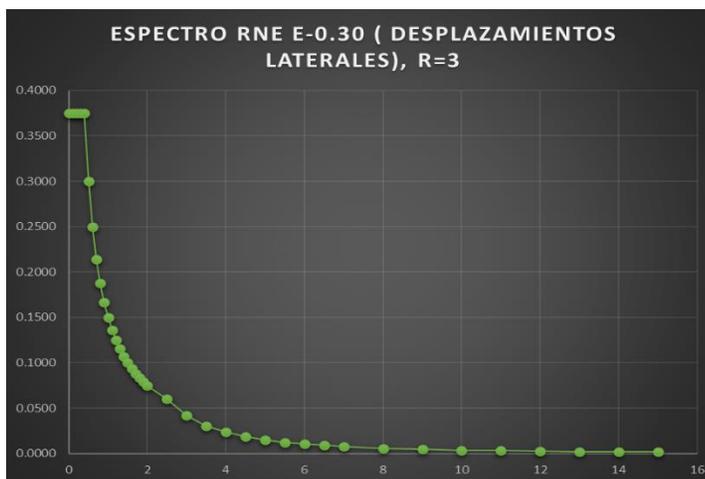
Los Espectros de Respuesta para el cálculo del parámetro C, para “fuerzas” y “desplazamientos laterales” por sismo, se presentan en la Figura siguiente:

Figura 53

Espectro de respuesta para fuerzas



Espectro de respuesta para desplazamientos laterales por sismo



3.1.9 Combinaciones de diseño.

- Combinación 1= $1.4 D + 1.7 L_r$
- Combinación 2= $1.25 D + L_r \pm S_x, S_y$
- Combinación 3= $0.9 D \pm S_x, S_y$

3.1.10 Descripción del análisis estructural

El análisis estructural se ha realizado por métodos elásticos y lineales. Los coeficientes sísmicos se han determinado mediante los parámetros correspondientes al período de vibración de la estructura, a los coeficientes de zona, suelo y al tipo de estructuración.

El análisis estructural se ha realizado usando el programa ETABS 19 desarrollado por Computers & Structures Inc. de Berkeley – California.

3.1.11 Modelo Estructural

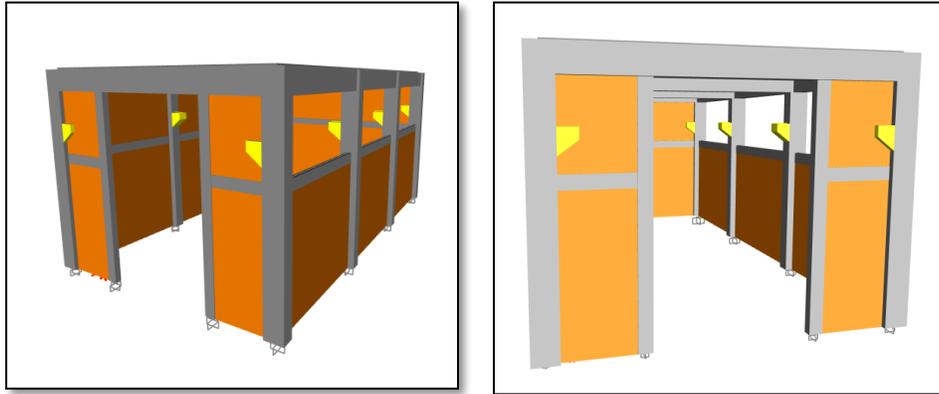
Los elementos estructurales se modelaron en el programa ETABS 19, de la siguiente manera:

- Columnas, vigas y ménsulas modeladas con elementos tipo “FRAME”.
- Muros y Losas como elementos tipo “SHELL”.
- Rigideces brutas a flexión de todos los elementos ya que su estado de conservación es adecuado.
- La masa sísmica se considera como: $100\% D + 25\% L_r$.

Se presenta el modelo 3D generado en el programa ETABS 19:

Figura 54

Vista del modelo 3D.

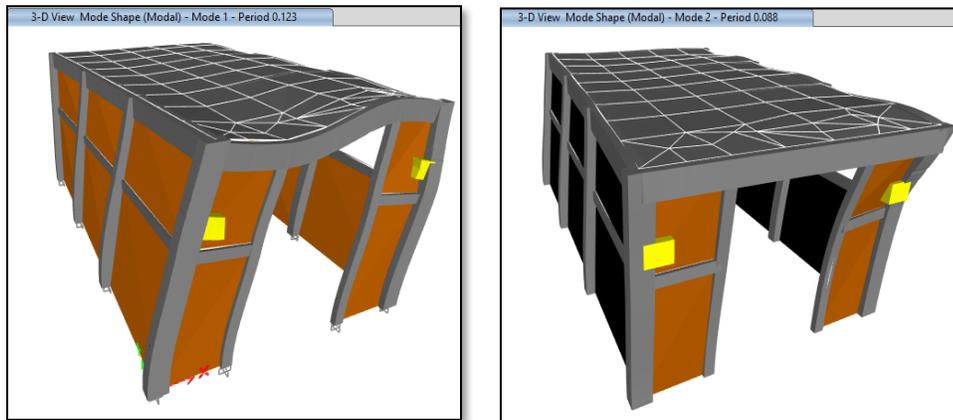


3.1.12 Análisis Modal

En ambas direcciones de análisis se alcanza el 100% de masa participante para los 3 de modos de vibrar establecidos (3 grados de libertad por techo).

Figura 55

Modos de vibración de la estructura.



Nota: Extraído del programa ETABS 19.

Figura 56

Tabla con los valores de masa participativa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios												
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec										
Modal	1	0.123	72%	9%	72%	9%	9%	72%	20%	9%	72%	20%
Modal	2	0.088	22%	63%	93%	72%	63%	21%	13%	72%	93%	33%
Modal	3	0.06	6%	27%	99%	99%	27%	6%	66%	99%	99%	99%

Fuente: Propio

- $T_x = 0.123$ seg. (Período en dirección X)
- $T_y = 0.088$ seg. (Período en dirección Y)

3.1.13 Determinación de la fuerza cortante Estática

El numeral 4.6.4 del RNE E-0.30 indica la fuerza cortante mínima a considerar en ambas direcciones principales de la estructura.

Menciona que las fuerzas sísmicas dinámicas no deben ser menores al 80% del valor procedente del sismo estático (para estructuras regulares).

Parámetros para el cálculo Sísmico Estático en XX

1.- Factores de Zona "Z":

Zona	Z4
Factor	0.45 g

2.- Parámetros de sitio:

Suelo	S1
Factor S	1
Tp	0.4
Tl	2.5

3.- Factor de Amplificación Sísmica:

periodo T:	0.123	seg
C	2.5	

4.- Categoría de Edificación (Capítulo 3 E-0.30)

Categoría:	C
Factor U	1

5.- Coeficiente Básico de Reducción R0

R0	6
-----------	----------

6.- Factores de Irregularidad

En altura Ia	1	Tabla 8
En Planta Ip	1	Tabla 9

7.- Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas

R	6
----------	----------

8.- Fuerza Cortante en Base:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

V: 0.188 x Peso Sísmico de la Estructura

Fuerza Cortante en elementos estructurales, en Dirección XX

<u>Muros</u>			<u>Columnas</u>		
1.-	1.96	Ton	7.-	1.47	Ton
2.-	1.95	Ton	8.-	0.00	Ton
3.-	5.82	Ton	9.-	0.00	Ton
4.-	0.00	Ton	10.-	0.00	Ton
5.-	0.00	Ton			
6.-	0.00	Ton			
Σ	9.73	Ton	Σ	1.47	Ton
V	11.2	Ton			

% Absorbido por Muros en XX=

87%

% Absorbido por Col en XX=

13%

Sistema Estructural XX=
R=6

Muros Estructurales. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

Para la dirección X, el sistema estructural resultante es del tipo “Muros Estructurales”

Para la dirección Y, se tiene:

Parámetros para el cálculo Sísmico Estático en YY

1.- Factores de Zona "Z":

Zona	Z4
Factor	0.45 g

2.- Parámetros de sitio:

Suelo	S1
Factor S	1
Tp	0.4
Tl	2.5

3.- Factor de Amplificación Sísmica:

periodo T:	0.1	seg
C	2.5	

4.- Categoría de Edificación (Capítulo 3 E-0.30)

Categoría:	C
Factor U	1

5.- Coeficiente Básico de Reducción R0

R0 6

6.- Factores de Irregularidad

En altura Ia 1 Tabla 8
 En Planta Ip 1 Tabla 9

7.- Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas

R 6

8.- Fuerza Cortante en Base:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

V: 0.188 x Peso Sísmico de la Estructura

C/R 0.42 ≥ 0.125 OK

Fuerza Cortante en elementos estructurales, en Dirección YY

<u>Muros</u>		
1.-	2.48	Ton
2.-	2.69	Ton
3.-	2.54	Ton
4.-	1.06	Ton
5.-	1.06	Ton
6.-	1.04	Ton
Σ	10.87	Ton
V	11.2	Ton

<u>Columnas</u>		
7.-	0.33	Ton
8.-	0.00	Ton
9.-	0.00	Ton
10.-	0.00	Ton
11.-	0.00	Ton
12.-	0.00	Ton
Σ	0.3	Ton

% Absorbido por Muros en XX=

97%

% Absorbido por Col en XX=

3%

Sistema Estructural XX=

R=6

Muros Estructurales. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

Para la dirección Y, el sistema estructural resultante es del tipo “Muros Estructurales”

3.1.14 Fuerza Cortante Mínima para el sismo Dinámico

Como resultado, se obtiene lo siguiente:

Sismo Estático en XX

Vex **11.2** Ton

Sismo Dinámico en XX

VDx **9.9** Ton

80% Vex 8.9 Ton

Factor de Escala = **1.000**

g= 9.8 m/s²

Sismo Estático en YY

Vey **11.2** Ton

Sismo Dinámico en YY

VDy **9.4** Ton

80% Vey 8.9 Ton

Factor de Escala = **1.000**

g= 9.8 m/s²

Se evidencia, que no es necesario escalar el sismo dinámico en ambas direcciones.

3.1.15 Control de derivas en el sistema estructural

La verificación de derivas laterales por sismo se muestra a continuación:

En x se tiene:

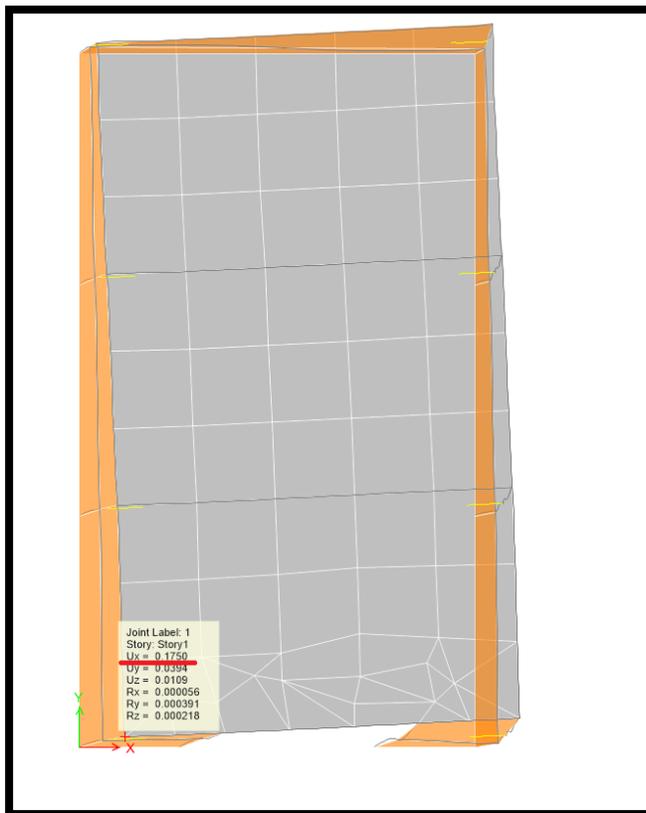
R= **3** SISMO SEVERO (E-0.70)

H (cm)	Desplazamiento (cm)	Deriva	Deriva* (0.75*R)	CONTROL
500	0.175	0.04%	0.08%	< 0.5%

OK

Figura 57

Desplazamiento de la estructura en dirección global X



Nota: Extraído del programa ETABS 19.

En y se tiene:

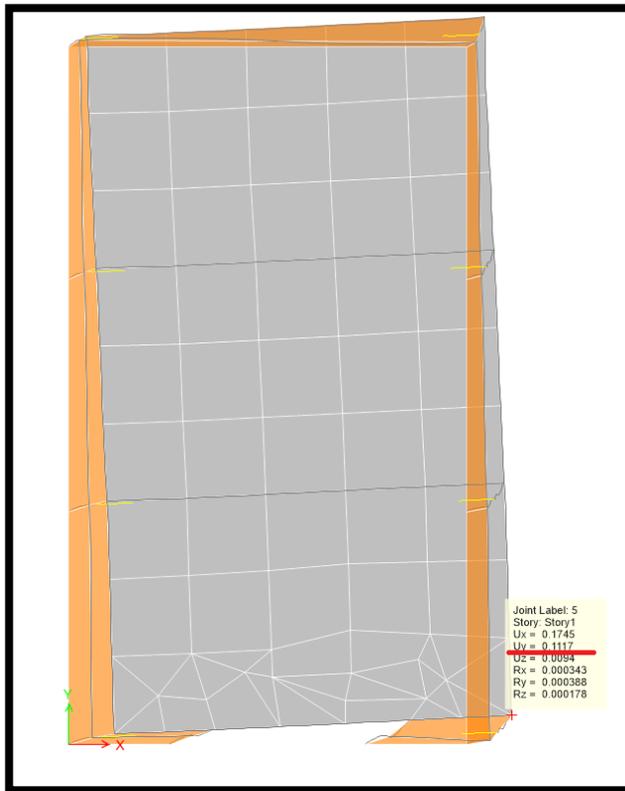
R= **3**

H (cm)	Desplazamiento (cm)	Deriva	Deriva* (0.75*R)	CONTROL
500	0.1116	0.02%	0.05%	< 0.5%

OK

Figura 58

Desplazamiento de la estructura en dirección global Y



Nota: Extraído del programa ETABS 19.

3.1.16 Verificación de Muros de Albañilería Estructural

Las verificaciones realizadas en los muros estructurales son:

- Densidad Mínima de Muros Reforzados (Artículo 25.b de la NTE E.070)
- Esfuerzo Axial Máximo (Artículo 20 de la NTE E.070)
- Diseño para Sismo Moderado (Artículo 28 de la NTE E.070)
- Diseño para Sismo Severo (Artículo 29 de la NTE E.070)

Figura 59

Análisis por densidad de muros en la albañilería

GOLDEN TOWER CONSTRUCTION

DATOS RNEE-0.30

ZONA	4		$f_m =$	60	Kg/cm ²	(Numeral 13.8 E.070)
Z	0.45		E_m (und Arcilla)	30000	Kg/cm ²	(Numeral 26.7 E.070)
Categoría de la Edificación	E.Comunes		G_m	12000	Kg/cm ²	(Numeral 26.7 E.070)
U	1		f_c	175	Kg/cm ²	Resistencia cilíndrica a Compresión.
Factor de Suelo	S1		f_y	4200	Kg/cm ²	F_y , Acero de Refuerzo
S1	1		E_c	1.98E+05	Kg/cm ²	E-0.60
N	1.00	piso(s)	E_s	2000000	Kg/cm ²	(Numeral 26.9 E.070)
Ap	72.15	m ²	E_c/E_m	6.6		
ZUSN / 56	0.804%		v_m	7.75	Kg/cm ²	(Numeral 13.8 E.070)
			U	0.25		

DENSIDAD DE MUROS E.070 (ARTÍCULO 17)

Muro	DIRECCIÓN X-X				DIRECCIÓN Y-Y				
	L(m)	t(m)	Ac(m ²)	Nm	Muro	L(m)	t(m)	Ac(m ²)	Nm
X1	2.1	0.13	0.27	2	Y1	11.1	0.13	1.443	1
X2	6.5	0.13	0.85	1	Y2			0	
$\sum (Ac \cdot Nm) / Ap$			0.019		$\sum (Ac \cdot Nm) / Ap$			0.020	

$\frac{\sum L t}{Ap} \geq \frac{Z U S N}{56}$	
---	--

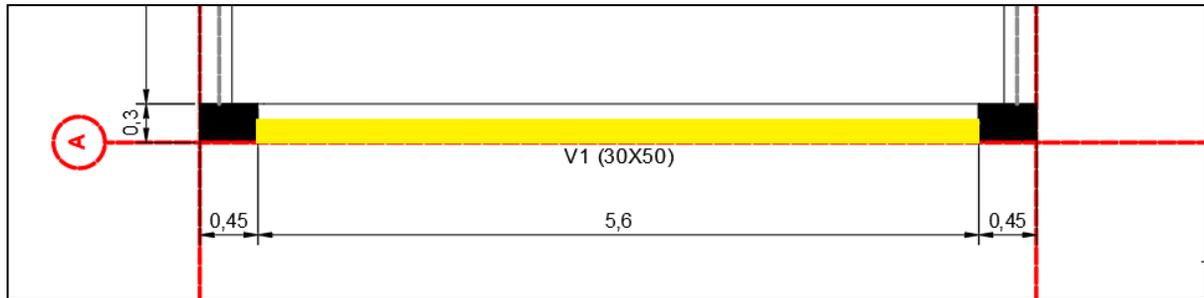
L requerida (X-X), con t=0.13 m	4.46	m	L requerida (Y-Y), con t	4.46	m
L requerida (X-X), con t=0.23 m	2.52	m	L requerida (Y-Y), con t	2.52	m
Lx obtenida	10.7	m	Ly obtenida	11.1	m
Ac requerida (mínimo)	0.58	m ²	Ac requerida (mínimo)	0.58	m ²
Ac obtenido	1.4	m²	Ac obtenido	1.4	m²

OK ←

Fuente: Propio

Se presenta la verificación por esfuerzo axial y sismo severo de un muro de este proyecto:

Muros del EJE A, Dirección X:



Resistencia de la Albañilería:

$f'm$	<input type="text" value="60"/>	kg/cm ²	numeral 13.8 e 0.70
$v'm (\sqrt{f'm})$	7.7	kg/cm ²	numeral 13.8 e 0.70

requisitos mínimos para el diseño

artículo 19

h	<input type="text" value="300"/>	cm
t	15	cm

artículo 20 e-0.70 " esfuerzo axial máximo"

p_m	<input type="text" value="5.49"/>	ton	5490	
h	3.0	m	300	
l	<input type="text" value="6.1"/>	m	610	
t	<input type="text" value="0.13"/>	m	13	
σ_m	0.7	\leq	6.8	ok
σ_m	0.7	\leq	9.0	ok
h/t	23	relación de esbeltez		
$0.05 \cdot f'm$	3.00	kg/cm ²		

No necesita refuerzo horizontal continuo para evitar un mal desempeño sísmico

Las figuras posteriores muestran el resultado del análisis y verificación de resistencia de acuerdo a lo mencionado en la norma técnica peruana E 0.70:

Verificación de la albañilería según NTP E-0.70

Artículo 24
DISEÑO POR DESEMPEÑO

26.7 _:

Módulo de Elasticidad (Em)

Unidad de Arcilla	30000	kg/cm ²
-------------------	-------	--------------------

Módulo de Corte (Gm) 12000 kg/cm²

Módulo Elasticidad del acero de refuerzo:

Es	2000000	kg/cm ²
----	---------	--------------------

Artículo 28: Diseño por sismo moderado

Resistencia al corte de muros de albañilería

L	6.1	m
H	4.5	m
t	0.13	m
$\alpha : L/(0.80*H)$	1.69	
α	1.00	(28.2.c)
Pg	5.37	ton
v'm	7.7	kg/cm ²
Area de Albañilería :	7930	cm ²

UNIDAD DE ARCILLA _:

Vm	31.95	ton	Resistencia al corte
----	-------	-----	----------------------

28.1 _:

Ve	5.81	ton	
5.8	≤	17.6	Ok

2*Ve = Sismo Severo R:3

	11.6	ton	≤	32.0	ton
--	------	-----	---	------	-----

No necesita refuerzo horizontal continuo por corte

Artículo 29: Diseño por sismo Severo

Ve1	5.81	ton
Vm1	32.00	ton
Vm1/Ve1	5.51	
Factor	3.0	Ecuación 29.1; E-0.70

Fuerzas internas para el diseño de elementos de Confinamiento en el piso "1"

Ve1	5.81	ton
Me1	10.89	ton*m
Vu1	17.4	ton
Mu1	33	ton*m

Esfuerzo admisible para mortero sin cal :

<u>Area de Corte del muro</u>	7930	cm ²
<u>Peso permanente PD</u>	5.33	ton
fd	0.67	kg/cm ²
va	1.3	≤ 2.7 kg/cm ²
v	0.7	≤ va Cumple

Artículo 30

Diseño de elementos de confinamiento

Pc interior	2.75	ton
Pc extrema	1.37	ton
h1	5.00	m
Vm1	32	ton
M	47.33	ton*m
L	6.1	m
F	7.8	ton
Nc	3	
Lm	3.05	m

Columna Extrema

Vc	6	ton	I=	6	ton	Pc	9	ton
----	---	-----	----	---	-----	----	---	-----

Columna Interna

Vc	4	ton	I=	23	ton	Pc	13	ton
----	---	-----	----	----	-----	----	----	-----

f_c 175 kg/cm²

E_c 198431 kg/cm²

Col Exterior=	30	X	45
Col Interior=	15	X	25

Determinación del Refuerzo Vertical

Area de Columnas :

Exterior:	1350	cm ²	≥ 15t	195	cm ²	Ok
Interior	375	cm ²	≥ 15t	195	cm ²	Ok

COLUMNAS EXTERNAS

Vc, Col Extrema	6	ton	
T, Col Extrema	6	ton	
C, Col Extrema	9.11	ton	
Acf	201	cm ²	Ok

Refuerzo por Corte fricción:

Asf 2.10 cm²

Refuerzo por Tracción:

Ast 1.78 cm²

As = Ast+Asf 3.88 cm²

Asmín 5.63 cm²

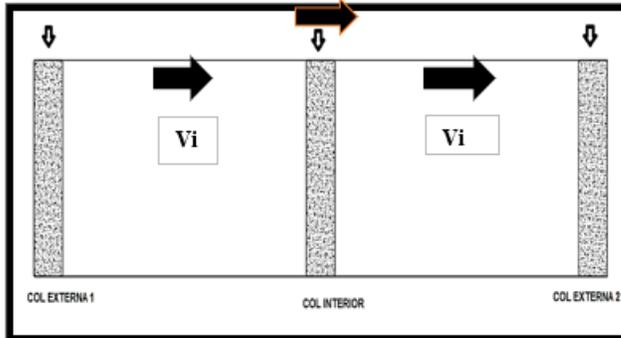
El acero Requerido es 3.88cm², inferior al existente en las columnas externas (Ambos Extremo Columna de 30cm.x45cm)

COLUMNAS INTERNAS

Vc, Col Interna	4	ton	
T, Col Interna	23	ton	
C, Col Interna	13	ton	
Acf	134	cm ²	Ok
<u>Refuerzo por Corte fricción:</u>			
Asf	1	cm ²	
<u>Refuerzo por Tracción:</u>			
Ast	6.6	cm ²	
As = Ast+Asf	7.96	cm ²	
Asmín	1.6	cm ²	

Para la columna interior, se requiere 7.96cm² de acero Longitudinal.

No se comprobó la cuantía de acero en esta columna intermedia por dificultades en el lugar de investigación.



Diseño de vigas de confinamiento del primer nivel

Dimensiones de solera:

b	15	cm	
h	25	cm	
Area Solera	375	cm ²	
Vm1:	32	ton	
Lm	3	m	
2L	12	m	
Ts	8.0	ton	
As1	2.1	cm ²	
As2	1.56	cm ²	
As normativo mínimo	2.1	cm ²	
Acero existente	2.84	cm ²	Ok

DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS MINIMOS EN SOLERA =

1@5, 4 @ 10 , r @ 25 CADA EXTREMO

3.1.17 Cargas Máximas Generadas por el Puente Grúa

El puente-grúa requerido por el cliente, tiene una capacidad máxima de 3.2 toneladas. A continuación, sólo se describe las cargas máximas y mínimas incorporadas al modelo en Etabs 19, generadas por el puente grúa.

- **Carga Máxima por rueda:**

Incluye Carga debido al peso del puente-grúa, carga máxima por capacidad del puente grúa, pesos del carro y polipasto incorporado:

Carga vertical impactada por rueda " Pvu", Máxima: **42.8 kN**

- **Carga Mínima por rueda:**

Carga vertical impactada por rueda " Pvu", Mínima: **15.06 kN**

- **Carga Distribuida de manera uniforme en la viga carril:**

Incluye peso propio de la viga carril y el peso del riel:

Carga uniformemente distribuida sobre la viga "qu": **0.58 kN/m**

- **Carga transversal:**

Carga transversal por rueda "Ptu": **3.32 kN**

Los valores anteriormente descritos, se encuentran amplificados según las combinaciones de carga de diseño descritos en el RNE E-0.60 “Concreto Armado”. Sin embargo, se aclara que el diseño de la viga carril, se realizó aplicando las combinaciones de diseño LRFD brindados por el ASCE 7-16 y mencionados por el AISC 360-16.

La viga carril está apoyada fijamente en 4 ménsulas separadas 3.6m. entre sus ejes.

El análisis se realizará por la teoría de líneas de influencia; para encontrar los máximos y mínimos esfuerzos debido a cargas móviles. Para realizar lo mencionado, se empleó el programa SAP2000 20.2.0. Como conclusión, se evidencia que la mayor fuerza axial se genera en los apoyos centrales.

La configuración de cargas incorporadas y las reacciones máximas y mínimas en las ménsulas se visualiza en las siguientes figuras:

Figura 61

Incorporación de carga móvil (kN, m) y reacciones máximas (Ton), por las cargas del puente grúa

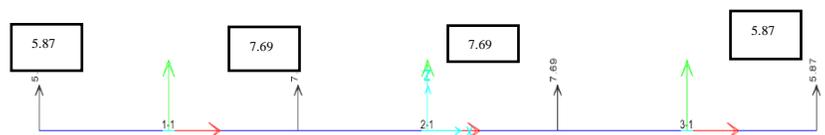
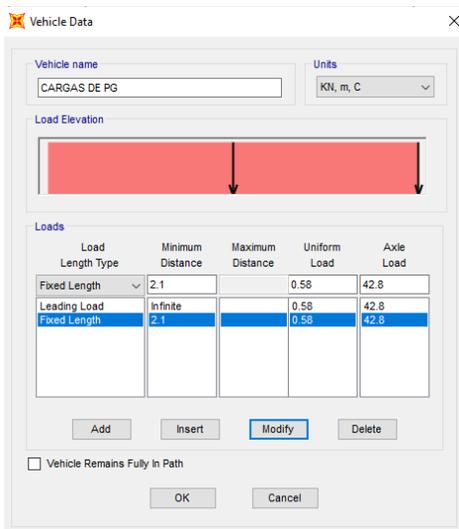
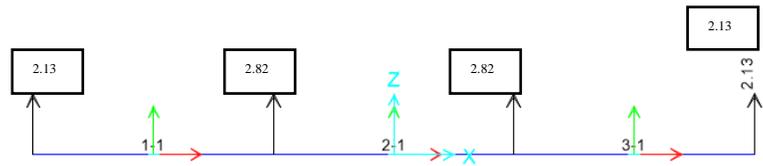
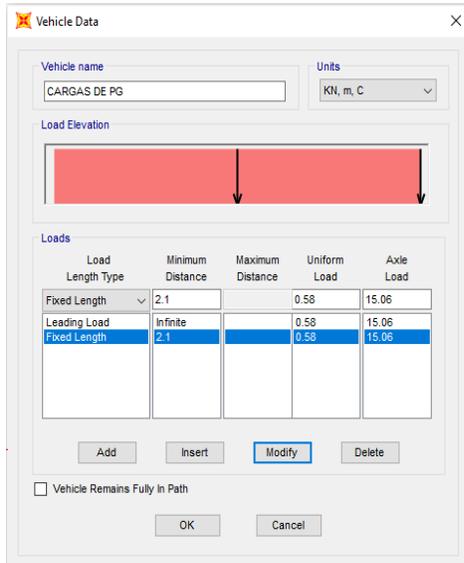


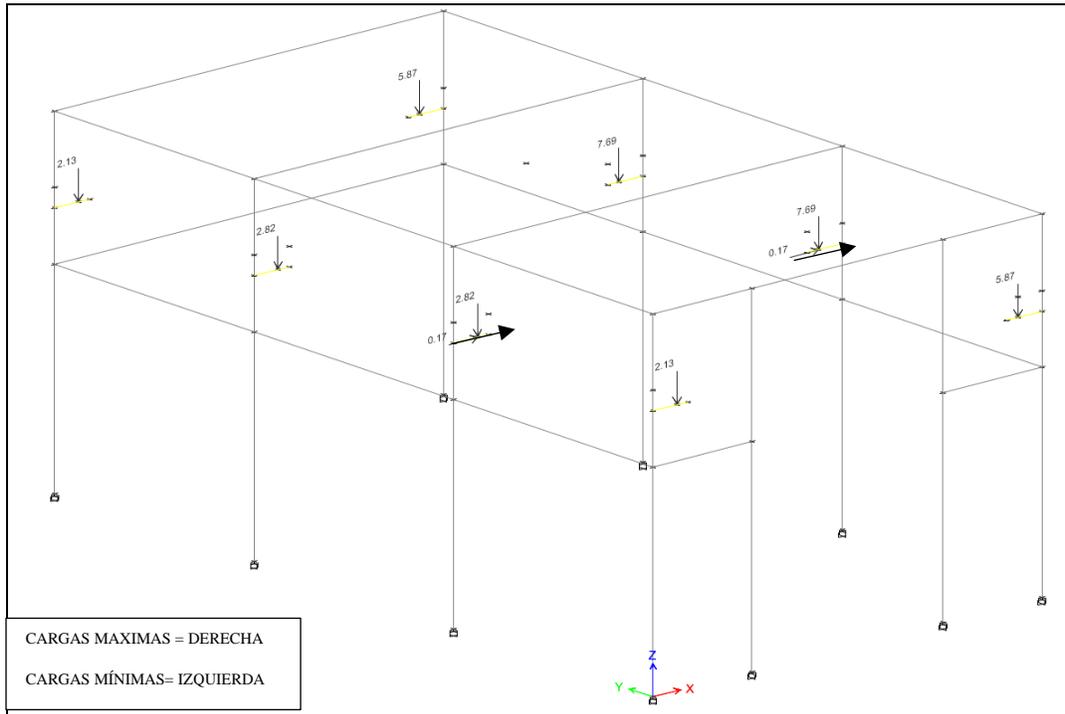
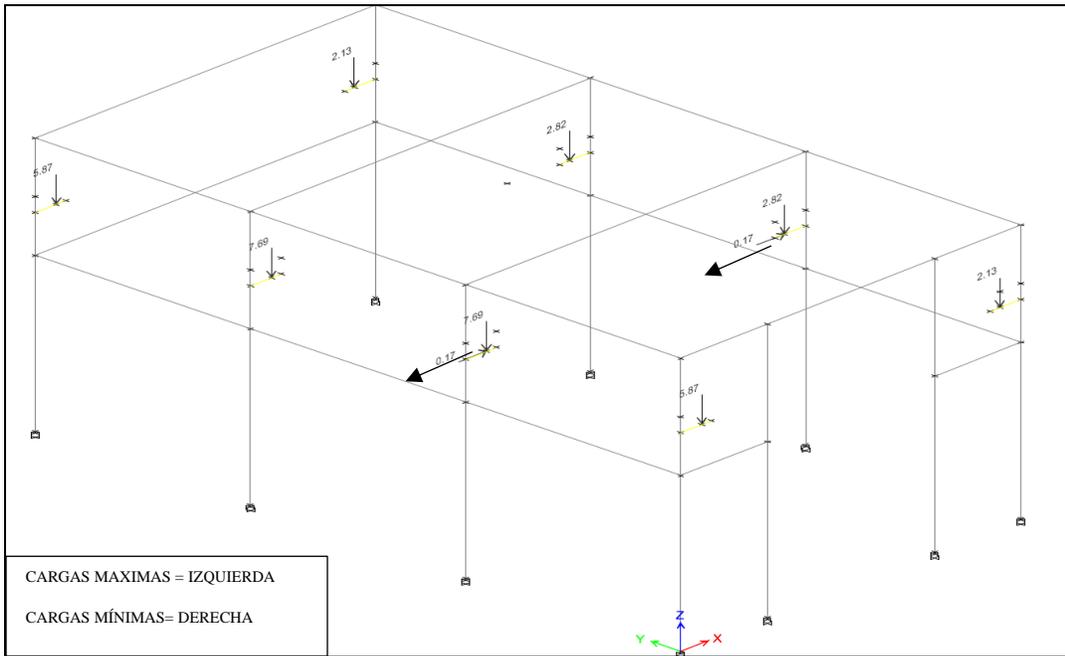
Figura 62

Incorporación de carga móvil (kN, m) y reacciones mínimas (Ton), por las cargas del puente grúa



La fuerza transversal generada por el puente grúa, será incorporado sólo en el pórtico más solicitado por carga axial. Para la verificación de la resistencia en columnas ante cargas actuantes máximas y mínimas provenientes del puente grúa, se incorpora las cargas de diseño en cada una de las ménsulas:

Incorporación de cargas de diseño (ton) del puente-grúa a ménsulas (no se visualiza los muros).



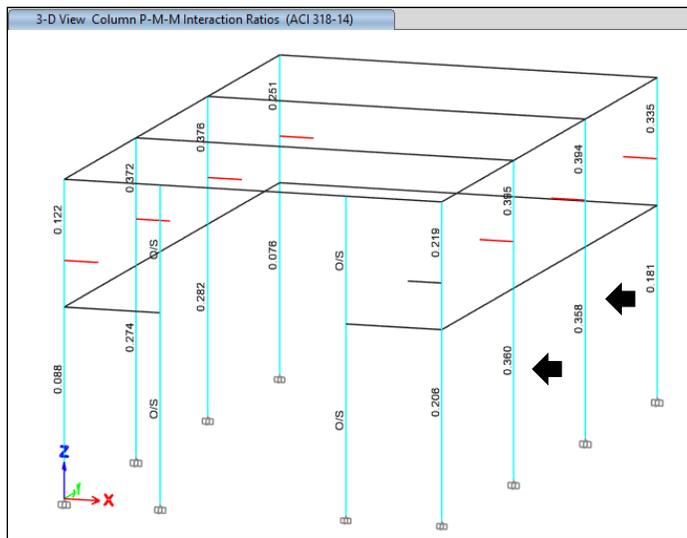
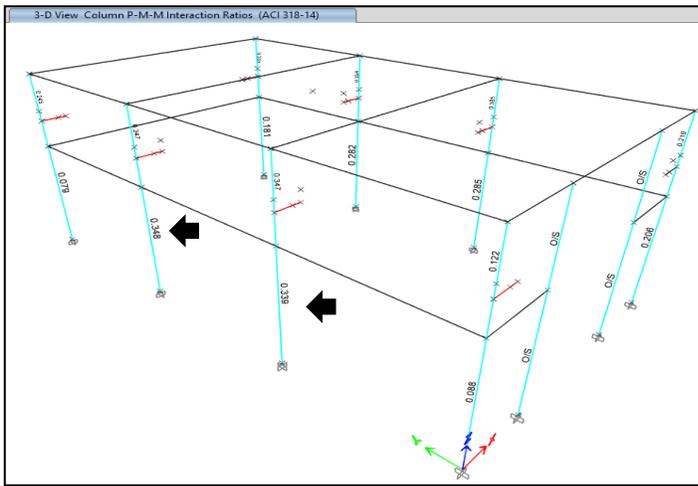
Fuente: Datos extraídos del programa ETABS 19.

Se realiza la verificación para la combinación más desfavorable de diseño descrito en el

RNE E-0.60, en este caso la combinación 01 (1.4carga permanente + 1.7 carga variable):

Figura 64

Verificación de demanda de la relación demanda/capacidad en columnas.



Fuente: Datos extraídos del programa ETABS 19.

La máxima relación “demanda/capacidad” para las cargas gravitacionales en la columna más solicitada es $0.360 < 1 \dots$ OK.

3.1.18 Diseño de Viga Carrilera

Se realiza el diseño de la viga carril conforme a los alcances mencionados en el reglamento AISC360-16, ASCE 7 Y AISE Technical Report n°13.

El diseño de la viga carrilera presentará algunos aspectos especiales poco habituales entre las consideraciones de diseño de otros tipos de vigas:

- Combinación de cargas concentradas y momentos flectores.
- Combinación de cargas laterales y pandeo por torsión lateral.
- Combinación de pandeo del alma y tensiones de flexión de la chapa debido a la torsión provocada por la excentricidad del carril y los esfuerzos transversales.
- Diseño contra un agotamiento por fatiga.

3.1.19 Acciones sobre la viga carrilera

Carga vertical característica de Impacto (Qvk)

De acuerdo a la ASCE 7, se define a la máxima carga por rueda como “la carga producida por el peso del puente, más el peso de la carga a elevar, incluyendo el peso del carro ubicado en el punto que genere máxima sollicitación.”

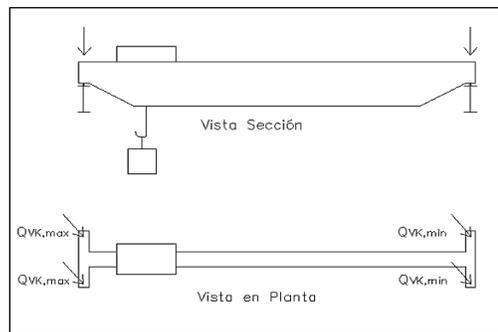
Para obtener la carga vertical característica, se consideran los valores suministrados por el fabricante. Éste suministra el valor de Qvk por rueda y proporciona un valor máximo y mínimo.

El valor de $QV_k\text{-máx}$ corresponde a la carga vertical de las ruedas del testero más cercanas a la carga.

El valor de $QV_k\text{-min}$ corresponde a la carga vertical de las ruedas del testero más alejadas de la carga.

Figura 65

Bosquejo de reacciones generados por el puente grúa.



Fuente: Material del curso diseño en acero estructural ,2019 Inesa Tech (<https://www.inesa-tech.com/>).

Carga vertical característica (Q_v)

De acuerdo a la ASCE 7, debido al movimiento vertical del gancho, se considera el impacto como un porcentaje de la carga característica. En función de la tipología de puente el % que debemos aplicar es:

Figura 66

Porcentaje de carga de impacto a considerar según el tipo de puente

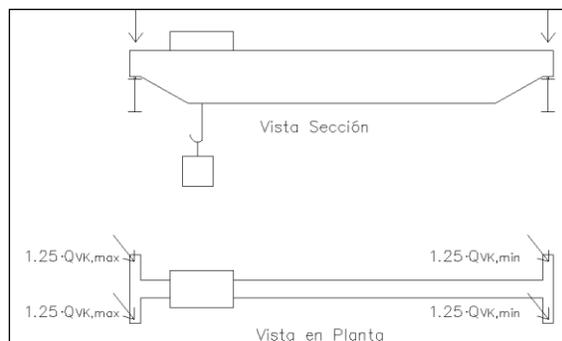
Tipo de puente	Porcentaje para carga de impacto vertical (%)
Monorrail	25
Puente grúa operados por cabina o de forma remota	25
Puente grúa operados manualmente	10
Puente grúa o monorrail operados manualmente en todos sus movimientos	0

Fuente: Material del curso diseño en acero estructural ,2019 Inesa Tech (<https://www.inesa-tech.com/>).

Es frecuente considerar la carga vertical de impacto como el 25% de la carga característica.

Figura 67

Bosquejo del sistema de cargas de impacto actuante en el puente grúa.



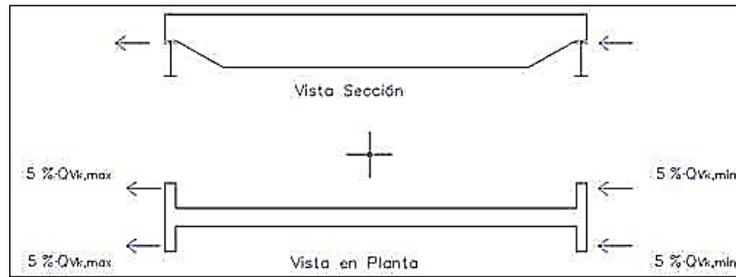
Fuente: Material del curso diseño en acero estructural ,2019 Inesa Tech (<https://www.inesa-tech.com/>).

Fuerzas laterales (QLAT)

Para puentes grúa con carros operados eléctricamente, se estima una fuerza lateral del 20% de la carga característica debido al movimiento transversal del carro.

Esta carga lateral actúa horizontalmente en la superficie de tracción de la viga carril y se considera repartida en ambas ruedas del apoyo por lo que debemos considerar en cada una de ellas una carga del 5% de la reacción vertical característica. (Montserrat Martínez, 2017).

Figura 67



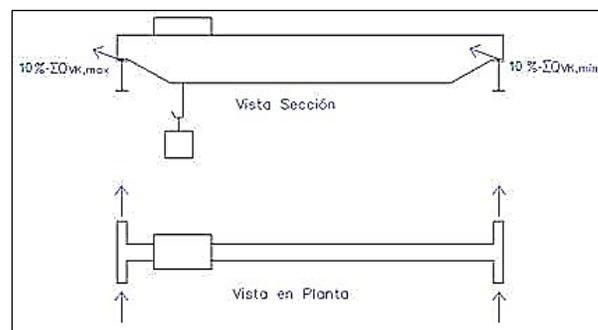
Fuente: Material del curso diseño en acero estructural ,2019 Inesa Tech (<https://www.inesa-tech.com/>).

Fuerzas longitudinales (QLON)

Debido al movimiento del puente grúa a lo largo de la nave, se considera una carga del 10% de la suma de las cargas verticales características QV_k de cada rueda. Si el puente grúa dispone de un sistema de frenado de emergencia de final de recorrido se deberán de tener en cuenta las cargas suministradas por el fabricante.

Figura 68

Bosquejo del sistema de fuerzas longitudinales actuantes debido al movimiento del puente grúa.



Fuente: Material del curso diseño en acero estructural ,2019 Inesa Tech (<https://www.inesa-tech.com/>).

3.1.20 Combinaciones de Diseño

Las combinaciones usadas en el diseño de la viga carril es el siguiente:

- $1.4 * CP$
- $1.2* CP + 1.6*Gv$
- $1.2* CP + 1.6*Gt \pm 1.6*GL$

Donde:

- CP = Carga Permanente.
- Gv= Solicitaciones gravitacionales de la grúa, incluido el efecto de impacto.
- Gt= Solicitaciones laterales de la grúa, que actúan normalmente a la viga carrilera en uno u otro sentido.
- GL= Solicitaciones longitudinales de la grúa, que actúan paralelamente a la viga carrilera en uno u otro sentido.

3.1.21 Características generales del puente -Grúa

Las características generales del puente grúa (información brindada por el cliente) son las siguientes:

Características generales del puente grúa

1. CARACTERÍSTICAS GENERALES - puente grúa	
Grúa puente Monoviga de 3,2 T de capacidad con 6,2 m de luz y 6 m izaje	
1.1 Características principales (prod. 1025400)	
CARACTERÍSTICAS GENERALES	
Tipo de grúa puente	GPIA3,2H2/5
Tipo de Polipasto	GHA12 R 03 41 05 H2 5
Nº de Ramales	4/1
Capacidad de elevación	3200 kg
Servicio	Interior - No agresivo
Luz entre ejes de carriles	6,2 m.
Recorrido total del gancho	6 m.
Tipo de gancho según Norma DIN	15401 - 1.6
Flecha	1/750
CLASIFICACIÓN S/FEM	
Estructura	A4
Mecanismos	
Elevación	M5
Dirección	M5
Traslación	M5
MOVIMIENTO DE ELEVACIÓN	
Velocidad principal	8 m/min con la carga <=25% de la capacidad
Potencia motor	5 m/min con la carga >25% de la capacidad
Velocidad de precisión	3,6 kW
Protección / Clase	0,83 m/min
	IP-55/F
MOVIMIENTO DE DIRECCIÓN	
Velocidad principal	2 - 20 m/min
Potencia motor	0,44 kW
Protección / Clase	IP-55/F
MOVIMIENTO DE TRASLACIÓN	
Díámetro de rueda / Entre Centros	100 mm. / 2100 mm.
Tipo de Testero / Tipo de Material / Tipo Tope	Tubular / GGG-70 / Goma
Número de trenes	2
Velocidad principal	4-40 m/min.
Potencia motor	2x0,44 kW
Protección / Clase	IP-55/F
Anchura llanta	40 x 30 mm

Fuente: GH Cranes & Components

Figura 70

Características generales del puente grúa

VOLTAJE	
Tensión de alimentación / Frecuencia	460v./60 Hz
Tensión Mando	110 v.
Tipo armario carro	Armario mandos en el carro
TIPO	
Tipo de Viga / Ancho Platabanda	Viga Cajón / 300 mm.
Peso del puente sin carros / Peso de carro	937 Kg / 311 Kg.
Reacción máxima / Reacción mínima	1821 daN /524 daN
Reacción transversal / Reacción de Frenado	195 daN / 256daN
Reacción en los topes Izda. / Dcha.	335 daN /289daN
Pintura estructura / Pintura mecanismo	Amarilla RAL(1021) / Azul RAL(5015)
Tipo de material / Unidades	Material Americano / Métrica Internacional
Grúa puente Monoviga de 3,200 kg de capacidad de elevación con 6,200 mm de luz	
EL PUENTE GRÚA IRÁ PROVISTO DE:	
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Polipasto de 3,2T GHA12 ➤ 02 testereros con motorreductores GH para puente grúa ➤ Vigas cajón del puente en aceros estructural A36 ➤ imprimación y pintura Epóxica en las estructuras ➤ Gancho de polipasto con Norma DIN 15401. ➤ Variador de frecuencia para elevación ➤ Encoder para detección de deslizamiento de carga ➤ Variador de frecuencia para traslación de carro. ➤ Variador de frecuencia para traslación de Puente. ➤ Botonera colgante (a cable). ➤ Línea festoon a lo largo de la viga puente. ➤ Limitador de carga electrónico con bulón para control de sobrecarga. ➤ Sonda térmica para protección del motor de elevación. ➤ Protecciones IP55 aislamiento F. ➤ Finales de carrera electrónicos en elevación dirección y traslación ➤ Discos de freno en todos los movimientos. ➤ Cable de Acero con infiltración plástica. ➤ Sirena y Luz intermitente de Seguridad ➤ Manuales y Dossier en español. 	
LÍNEA DE ALIMENTACIÓN ELÉCTRICA	
11 m. de línea de alimentación eléctrica encapsulada	
Suministro interior de línea de alimentación eléctrica Blindada en 11 m. 1 grúa(s) siendo la toma de corriente extrema y sin junta(s) de dilatación	
Suma de potencias:4,48 kW.	
Tipo soporte: Atornillados	
RIELES DE RODADURA TIPO CUADRADO	
2 X 11 m de rieles de rodadura tipo cuadrado de 40 x 30 mm para traslado del puente	
VIGAS CARRILERAS	
2 vigas carrileras de 11 m de largo c/u, en perfil W – no incluye anclajes a columnas	
RADIO MANDO DANFOSS / IKUSI - opcional	
INCLUYE – cargador, 2 baterías, emisor y transmisor	

Fuente: GH Cranes & Components

3.1.22 Proceso del diseño para la Viga Carrilera

Se tienen los siguientes datos del fabricante:

<u>Capacidad de PG</u>	3.20	ton
<u>Peso propio</u>	0.94	ton
<u>Peso del carro</u>	0.31	ton
<u>Reacción Máxima</u>	1821.00	daN
	1856.90	kgf
<u>Reacción Mínima</u>	524.00	daN
	534.33	kgf
<u>Reacción Transversal</u>	195.00	daN
	198.84	kgf
<u>Reacción de frenado</u>	256.00	daN
	261.05	kgf
<u>Reacción en los topes</u>		
<u>Izquierda</u>	355.00	daN
	362.00	kgf
<u>Derecha</u>	289.00	daN
	294.70	kgf

<u>1.-Datos del Puente Grúa:</u>		
<u>Capacidad Máxima de la grúa</u>		
Q	<input type="text" value="31.38"/>	kN
	3.2	tonnef
<u>Peso del Puente Grúa</u>		
Wpg	<input type="text" value="9.19"/>	kN
	0.94	tonnef
<u>Peso del carro y Polipastos</u>		
Wcp	<input type="text" value="4.90"/>	kN
	0.50	tonnef
<u>Carga Máxima de Rueda</u>		
Pmáx	<input type="text" value="18.24"/>	kN
	1.86	tonnef
<u>Carga Mínima de Rueda</u>		
Pmín	<input type="text" value="5.20"/>	kN
	0.53	tonnef
<u>Carga de frenado</u>		
-	<input type="text" value="2.56"/>	kN
	0.261	tonnef
<u>Carga Transversal</u>		
-	<input type="text" value="1.952"/>	kN
	0.199	tonnef
<u>Separación entre ruedas</u>		
s	<input type="text" value="2.1"/>	m

Figura 71

Datos de la viga carrilera

2.-Datos de la viga Carrilera :

Peso del Riel
 W_r kN/m
 kgf/m

Longitud "L" de vanos
 L m

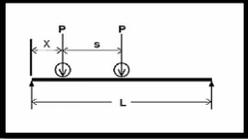


Figura 72

Coefficientes de impacto considerados

3.- Coeficientes de Impacto

A parte de las cargas estáticas generadas por el peso de los elementos del puente grúa, se generan fuerzas extras debido al movimiento de cada una de las partes.

Factores utilizados para los impactos verticales, fuerzas longitudinales y laterales							
Fuentes de Energía	Puentes	Impulsado a Mano		Eléctrico			
	Carro	Todos		IM		E	
	Polipastos	IM	E	IM	E	IM	E
Impacto Vertical	Operado por colgantes	NA	0	10%	10%	10%	10%
	Operado por Cabina	NA	NA	NA	NA	NA	25%
Fuerza Longitudinal		0	0	10%	10%	10%	10%
Fuerza Lateral		0	20%	0%	20%	0	20%

La dirección longitudinal y transversal esta orientada respecto a La viga carrilera
 Si el puente grúa es un monorriel para el impacto vertical usado en el cálculo de conexiones usar 25%

Coeficiente para impacto Vertical. - Fuerza extra generada por el movimiento de poleas de la grúa en sentido vertical
 Civ:

Coeficiente para fuerza Lateral. - Fuerza generada por el movimiento del carro en el puente grúa
 Cfla:

Coeficiente para fuerza longitudinal. - Fuerza generada por el movimiento del puente sobre la viga carril
 Cflo:

Figura 73

Propiedades de los materiales para la viga carril

4.- Propiedades de los Materiales ACERO A36			
Fy	248.108	Mpa	
	2530	kgf/cm2	
E	200000	Mpa	
	2000000	kgf/cm2	
Pm	76.97	kN/m3	: Peso del Acero
	7.85	tonnef/m	

Figura 74

Datos Geométricos y propiedades de la viga W10X22 para la viga carril

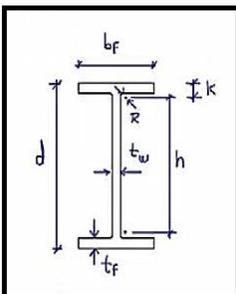
5.- Definición del Perfil Viga Carrilera		W10X22	
	d:	259	mm
	bf:	146	mm
	tf:	9.14	mm
	tw:	6.10	mm
	r:	15.88	mm
	ho:	249.94	mm
	k:	25.019	mm
	h:	209.042	mm
	Area gruesa:	41.87	cm2
	Sx M. Elástico:	379.15200	cm3 En X
Zx M. Plastico:	426.06	cm3 En X	
Sy M. Elástico:	64.98	cm3 En Y	
Zy M. Plastico:	99.96	cm3 En Y	
Ix:	4911.53	cm4 En X	
Iy:	474.50	cm4 En Y	
J:	9.95	cm4 Constante Torsional de St.Venant	
rx:	10.831	cm	
ry:	3.366	cm	
Cw:	74146	cm6 Constante de torsión de alabeo	
Peso de Viga "PP":	0.322	kN/m	
	32.86	kgf/m	

Figura 75

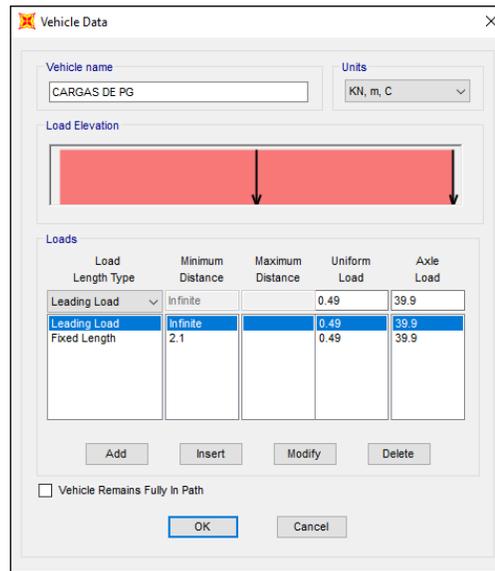
Análisis de Carga

7.- Analisis de Cargas		
<u>Cargas de Servicio:</u>		
Carga Uniformemente distribuido sobre la viga "qs":	0.41	kN/m
	42.04	kgf/m
Carga Vertical por Rueda "Pvs"	18.24	kN
	1.86	tonnef
Carga transversal por Rueda "Pts"	1.95	kN
	0.20	tonnef
Carga Longitudinal por Rueda "Pls"	3.70	kN
	0.38	tonnef
<u>Cargas Ultimas:</u>		
Carga por rueda debido al peso del puente grúa "Ppg":	2.3	kN
	0.23	tonnef
Capacidad maxima de la grua + Peso del Carro + Polipastos " Pgc	18.24	kN
	1.63	tonnef
Carga uniformemente distribuida sobre la viga "qu"	0.49	kN/m
	50.45	kgf/m
Carga vertical impactada por rueda "Pvu", Máxima:	39.9	kN
	3.60	tonnef
Carga transversal por rueda "Ptu"	3.12	kN
	0.32	tonnef
Carga Longitudinal por rueda "Plu":	1.73	kN
	0.2	tonnef
Carga vertical impactada por rueda "Pvu", Mínima:	13.84	kN

Se incorpora la máxima carga por rueda en el programa SAP 2000:

Figura 76

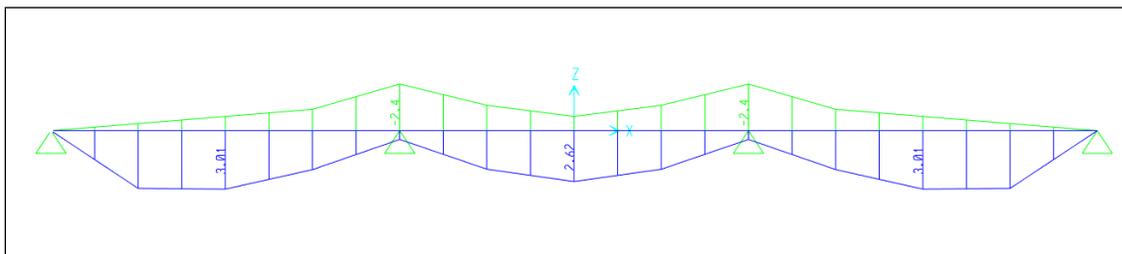
Incorporación de datos en el programa SAP 2000



Los máximos momentos flectores (ton*m) en la viga carril son los siguientes:

Figura 77:

Momentos flectores extraídos del programa SAP 2000.



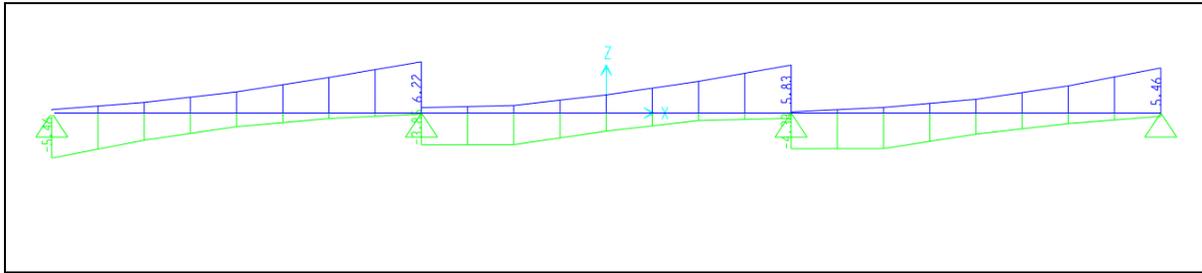
Nota: Considerando una viga continua de 3 tramos, el máximo momento de 3.01 ton*m.

Considerando una viga continua de 3 tramos, el máximo corte es de 6.22 ton. Se usará

este valor para la verificación por corte.

Figura 78:

Fuerzas de corte extraídos del programa SAP 2000.

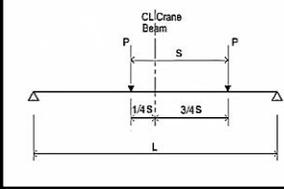


Adicionalmente, se verifica de manera conservadora, para una viga fraccionada por apoyo, es decir “L: 3.60m.”.

Figura 79:

Momentos de diseño para el eje mayor y menor de la viga carrilera

Momentos de diseño		
Momento máximo para carga vertical:		
Mmáxv:	36.06 kN*m	Momento máximo generado por las cargas puntuales
	3.25 tonnef*m	
Mux:	36.86 kN*m	Momento de diseño para el eje Mayor
	3.34 tonnef*m	
Muy:	2.82 kN*m	Momento de diseño para el eje Menor
	0.29 tonnef*m	



Ubicación de las cargas puntuales para que se genere el mayor momento.

$$M_{mazv} := \frac{P_{vu}}{2 \cdot L} \cdot \left(L - \frac{S}{2} \right)^2$$

$$M_{uz} := M_{mazv} + \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

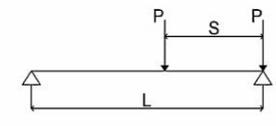
$$M_{uy} := \frac{P_{tu}}{2 \cdot L} \cdot \left(L - \frac{S}{2} \right)^2$$

Considerando una viga fraccionada, el máximo momento de 3.34 ton*m. para el eje mayor y 0.29 ton*m para el eje menor. Conservadoramente se usarán estos valores para el momento.

Figura 80:

Corte de diseño y Reacciones máximas.		
Rqu:	0.9 kN	Reacción para la carga distribuida.
	90.8 kgf	
Rmáx:	56.56 kN	Reacción máxima para las cargas puntuales
	5.1 tonnef	
Ru máx	57.5 kN	Reacción de diseño Máxima
	5.19 tonnef	
Ru mín	20.5 kN	Reacción de diseño Mínima
	2.1 tonnef	

Corte de diseño y Reacciones máximas.



La reacción máxima ocurre cuando una de las ruedas del puente grúa se encuentra ubicada sobre uno de los apoyos

$$R_{qu} := \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$R_{max} := P_{max} \cdot \left(2 - \frac{S}{L}\right)$$

$$R_u := R_{qu} + R_{max}$$

Considerando una viga fraccionada, el máximo corte es de 5.19 ton. Menor al caso de una viga continua de 3 tramos.

Se procede a verificar la deflexión máxima considerando un modelo de viga simplemente apoyada de L=3.60m.

Figura 81:

Cálculo de la deflexión

Verificación de la deflexión máxima:			
X:	0.75	m	
$\Delta v1$:	2.1	mm	Deflexión para dos cargas puntuales centradas en un vano
$\Delta v2$:	0.09	mm	Deflexión para una carga uniformemente distribuida
$\Delta máx$:	2.22	mm	Deflexión máxima vertical
$\Delta horizontal$:	2.35	mm	
<u>Para la deflexión máxima vertical:</u>			
$\Delta v máx$:	6	mm	OK
<u>Para la deflexión Horizontal:</u>			
$\Delta h máx$:	9	mm	OK

3.1.23 Resistencia a flexión de la viga Carril

Primero se verifica si el perfil es compacto:

Figura 82

Verificación del perfil según AISC 360-16:

Revisión del pandeo local de la viga :

Para las alas:

$$8.0 \leq 10.7 \quad \text{Ok}$$

Para el alma:

$$34.3 \leq 69 \quad \text{Ok}$$

$$34.3 \leq 106 \quad \text{Ok}$$

$$\text{a) Para las alas, se tiene: } \frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{b) Para el alma, se tiene: } \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{\text{alma_max}} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Se procede a calcular la capacidad de la viga a flexión.

Figura 83

Diseño de la viga W10x22, capacidad a flexión en el eje mayor.

Revisión a flexión y por pandeo lateral torsional

L_p	1.666	m
L_r	5.21	m
M_p	10.78	tonnef*m
M_r	6.71	tonnef*m

C_b	1
-------	---

F_{cr}	3086	kgf/cm ²	Tensión crítica
----------	------	---------------------	-----------------

$$L_b \leq L_p \quad 11 \quad \text{tonnef*m}$$

$$L_b < L_p \leq L_r \quad 9 \quad \text{tonnef*m}$$

$$L_b > L_r \quad 11 \quad \text{tonnef*m}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\text{máx}}}{2.5 M_{\text{máx}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

M_n	8.56	tonnef*m	Resistencia a flexión nominal
$\phi * M_n$	7.71	tonnef*m	Resistencia de diseño a flexión
	75.57	kN*m	

Figura 84

Diseño de la viga W10x22, capacidad a flexión en el eje menor.

En el eje menor:			
Zt	48.76	cm ³	Módulo plástico para el ala superior. Eso debido a que la carga es aplicada en la parte superior de la viga
Mny	1.23	tonnef*m	Momento Plástico
$\phi \cdot M_{ny}$	1.11	tonnef*m	Resistencia minorada nominal a flexión en el eje menor

Figura 85

Revisión por flexión biaxial

Revisión por flexión Biaxial:

Mux	3.34	tonnef*m
Muy	0.29	tonnef*m

$$\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} \leq 1$$

0.69 ≤ 1 ok

La relación demanda/capacidad por flexión biaxial es menor a la unidad, por lo tanto, la viga W10X22 es adecuada.

Se procede a revisar el perfil de viga por fuerza cortante máxima:

Figura 86

Revisión por fuerza cortante

Revisión por corte en la Viga:

Ru:	61.0	kN	Corte último máximo del análisis estructural
	5.2	tonnef	
h:	20.9	cm	Altura del alma de la viga
Aw	15.8	cm ²	Área del alma de la viga
Kv	5.0		Para perfiles doble T
λalma	34.292		Esbeltez en alma de viga

$$C_v := \text{if} \left(\lambda_{alma} \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}}, 1, 1.10 \cdot \frac{\sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \right)$$

Cv:	1	
Ød	1.00	
Vt	24	tonnef
Ru/(Ød*Vt)	0.22	Relación demanda/capacidad

$$\phi_d := 1.00 \quad V_t := 0.6 \cdot C_v \cdot A_w \cdot F_y$$

ok

Se procede a revisar a la viga por pandeo lateral del alma:

Figura 87

Revisión por pandeo lateral del alma para la viga carril

Revisión por pandeo lateral del alma

Cr:	67505213	kgf/cm2
	6620000	Mpa
h	20.9042	cm, Altura del alma de la viga
Øp	0.9	
λ1	34.291667	
λ2	24.649093	
λ1/λ2	1.39	
Rn	34.5	tonnef
	338.0	kN
Øp*Rn	31.0	tonnef
	304	kN
Pvu	39.9	kN
	3.60	tonnef

$$C_r := \text{if}(M_{uz} < S_x \cdot F_y, 6.62 \cdot 10^6 \text{ MPa}, 3.31 \cdot 10^6 \text{ MPa})$$

$$\text{Para } \frac{\lambda_1}{\lambda_2} \leq 1.7 \quad R_n := \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \cdot \left(0.4 \cdot \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_2}\right)^3\right)$$

$$\text{Para } \frac{\lambda_1}{\lambda_2} > 1.7 \quad \text{No aplica el pandeo lateral}$$

$$R_n := \text{if}\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_2} \leq 1.7, \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \cdot \left(0.4 \cdot \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_2}\right)^3\right), \text{"No aplica"}\right)$$

$$\text{if}(\phi_p \cdot R_n > P_{vu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"})$$

ok

Se verifica al perfil por cargas concentradas:

Figura 88

Revisión por cargas concentradas para la viga carril

Resistencia mínima de la viga ante cargas concentradas

a).- Cedencia del alma:

N1	5	cm	Longitud de la aplicación de la carga de la rueda sobre el riel.
Hr	2.25	cm	Altura del riel
N	10.625	cm	
Rv1	26	Tonnef	
	255.30	kN	
Ø1	1.00		
Ø1*Rv1	26.03	Tonnef	

b).- Aplastamiento del alma

N:	10.625	cm
N/d	0.410	
Rv2	226.57	kN
Ø2	0.75	
Ø2 *Rv2	169.93	kN
	17.33	tonnef
Rmax	56.56	kN
	5.1	tonnef
Ø*Rvmin	17.33	tonnef
Rmax/Ø*Rvmin	0.29	Demanda/Capacidad
Ok		

$$\text{Para } \frac{N}{d} \leq 0.2$$

$$R_{v21} := 0.4 \cdot t_w^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{N}{d} \cdot \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_y \cdot t_f}{t_w}}$$

$$\text{Para } \frac{N}{d} > 0.2$$

$$R_{v22} := 0.4 \cdot t_w^2 \cdot \left(1 + \left(\frac{4 \cdot N}{d} - 0.2\right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_y \cdot t_f}{t_w}}$$

Finalmente, se revisa el estado de la viga debido a la fatiga por un tiempo de vida útil.

Figura 89

Revisión por fatiga

Revisión de Fatiga

Se debe verificar la fatiga ya que el desplazamiento del carro y el puente producen variaciones de tensiones. Se verificará la situación del ala inferior a tracción.

Máxima Solicitación por Servicio =

Msv= 16.5 kN*m

Msx max= 17.14123 kN*m

Mínima Solicitación de servicio=

Msx min= 0.67 kN*m

Rango de variación de momentos=

ΔM 16.47333 kN*m

Rango de tensiones bajo carga de servicio

$\Delta \sigma$ 43.448 MPa

Rango de tensiones bajo carga de servicio

N 100000

Ct A

Cf 2.5E+10

Fth 165 MPa

Fsr ≥ Fth

Fsr 432 MPa

$$M_{sv} := \frac{P_{vs}}{2 \cdot L} \cdot \left(L - \frac{S}{2} \right)^2$$

Momento de servicio para el eje Mayor

Corresponde al puente grúa en otro tramo de la viga carril

$$\Delta F_{ala} := \frac{\Delta M}{S_x}$$

N=Numero de ciclos de uso durante el tiempo de vida de la estructura

Ct=Categoría de tensión según tabla A-3.1 de la AISC -360

Cf= Constante para metal base, excepto acero de alta resistencia no cubierto, con superficie laminada o limpia, alejado de toda soldadura o conexión estructural. Tabla A-3.1 de la AISC-360

Fth= Máximo rango de tensión para la vida de diseño, Tabla A-3.1 de la AISC 360

Fsr ≥ Fth; Si esta relación no se cumple, no es necesario realizar la revisión por fatiga.

Verificación de tensiones

$$\frac{\Delta F_{ala}}{F_{sr}} =$$

0.10 El rango de tensiones en el ala tiene que ser menor al rango de tensión de diseño.

Estado =

CORRECTO

3.1.24 Conclusiones del proyecto “01” realizado.

Posterior a los análisis realizados, se llegó a las siguientes conclusiones:

- La inspección visual evidencia pórticos (viga-columna), con secciones robustas, los cuales, según los trabajos de levantamiento de información realizados, contienen una cuantía de acero de refuerzo mayor a la mínima mencionada en el RNE E-0.60.
- No se presentan daños en la estructura que puedan afectar su durabilidad y, por lo tanto, su capacidad resistente.
- Los elementos estructurales viga y columna son suficientes para resistir las cargas gravitatorias a incorporar y sísmicas según lo mencionado en el RNE E-0.30 “Diseño Sismorresistente”.
- La resistencia cilíndrica a compresión en Columnas es mayor a $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Según ensayo de diamantina y esclerometría realizados.
- Los muros están conectados a las columnas con conexiones del tipo “dentada” según lo describe el RNE E-0.70.
- Los muros absorben gran parte de la fuerza sísmica en ambas direcciones, generando que las solicitaciones de fuerza más desfavorable en columnas sean del tipo gravitatorio.
- La resistencia de los muros al agrietamiento por fuerzas sísmicas es superior a las actuantes, calculados conforme al RNE E-0.30 y RNE E-0.70.
- La deriva en ambas direcciones es inferior al límite descrito en el RNE E-0.30, por lo tanto, la rigidez de la estructura es adecuada es adecuado.

- Las ménsulas evidencian una resistencia inferior del concreto en comparación a las columnas, según los trabajos de picado realizados. Se generaron grietas profundas que atravesó toda la sección transversal de la mensual. Los impactos que generaron el agrietamiento y parcial desprendimiento del material fueron realizados con cincel y comba (En comparación con las columnas, donde se tuvo que usar herramientas eléctricas, por la dureza del concreto).
- En Ménsulas analizadas = La distribución del acero en las ménsulas es inadecuado e insuficiente según lo mencionado en el numeral 11.9 “Disposiciones especiales para Braquetes”.
- Se encontró sólo una barra superior ubicado próximo al eje central de la columna y, dos barras inferiores que, se prolongan de manera inadecuada al interior de la ménsula (el acero inferior se encontró a 12cm. de profundidad desde el borde exterior de la ménsula). Además, no se encontró distribución típica de estribos.
- Se debe demoler las ménsulas existentes en la sala de baterías de P&G, para ser reemplazados por nuevos de acero estructural, con el fin de incorporar el sistema de viga carril y puente grúa con capacidad de 3.2 toneladas.
- La viga carril será un perfil Tipo Americano = W10X22, de material ASTM A-36.
- El diseño de la viga carril cumple con las normas: AISC360-16, ASCE 7 Y AISE Technical Report n°13.

3.1.25 Planimetría correspondiente al proyecto "01"

Figura 90

Planos de ménsula de acero

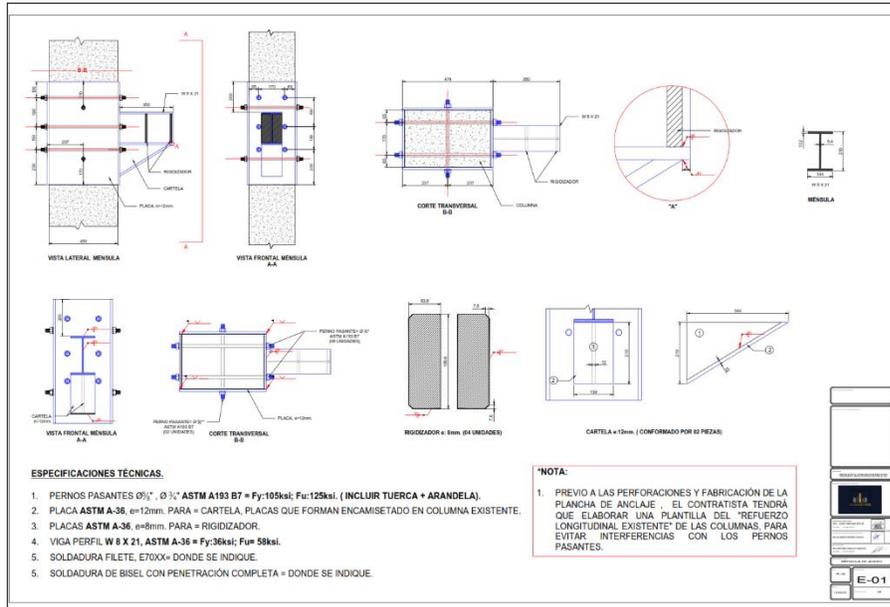


Figura 91

Planos de ménsula de acero

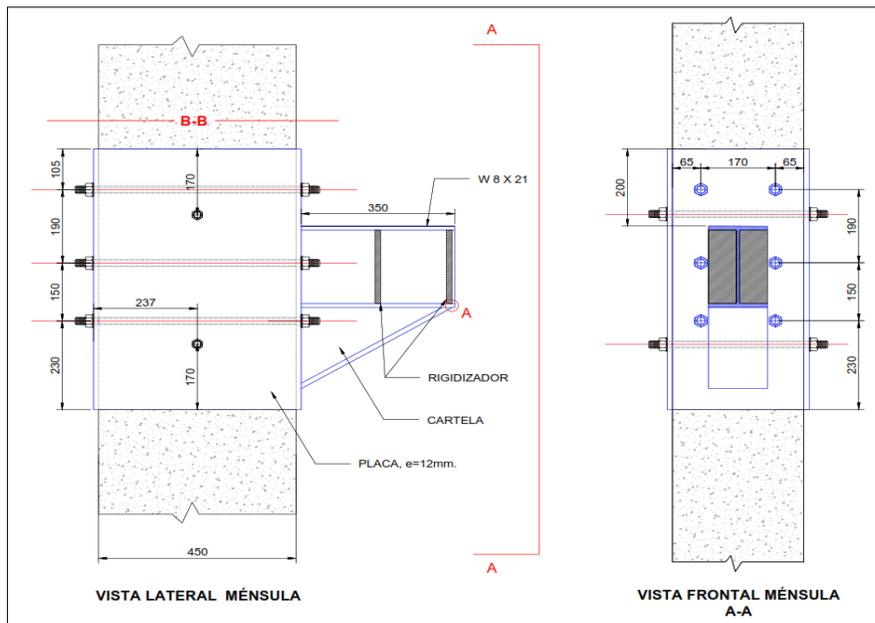


Figura 92

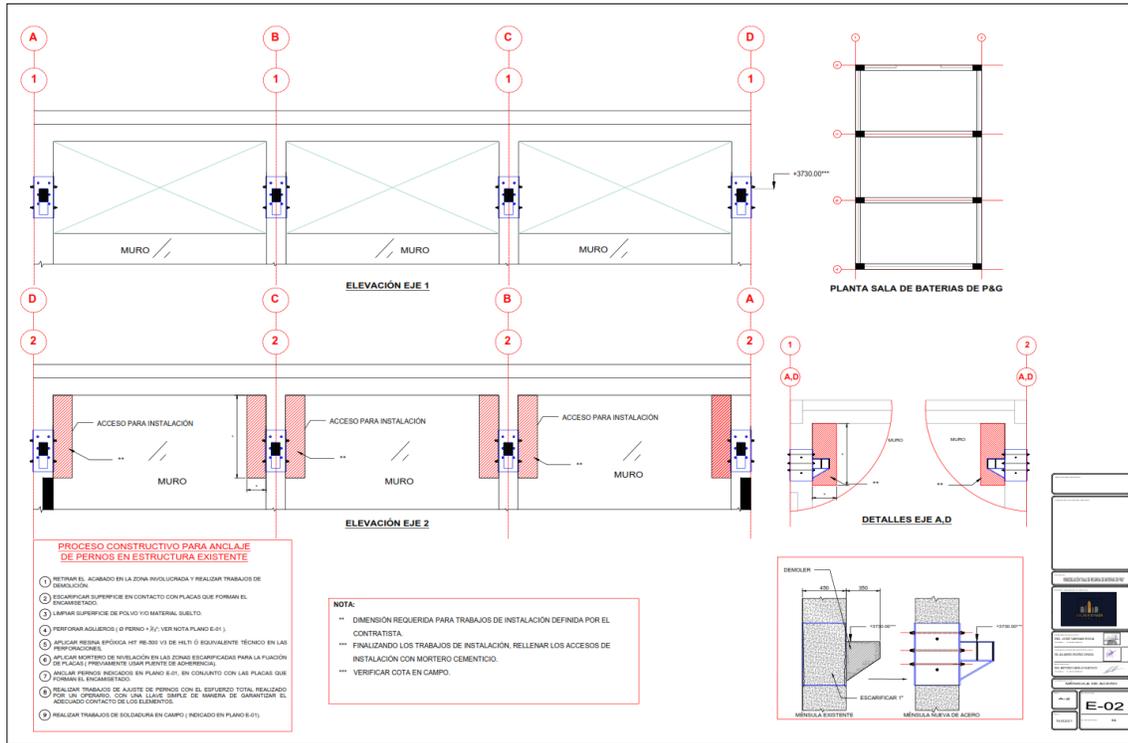
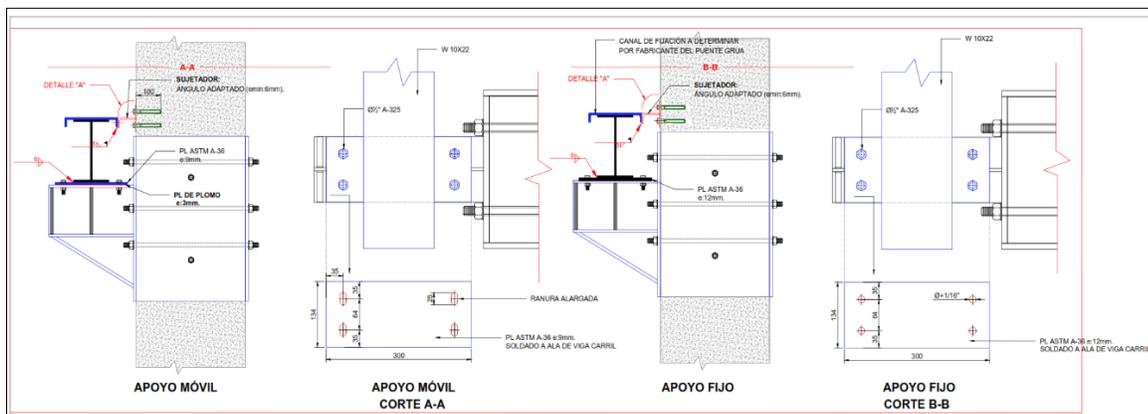


Figura 93

Planos de ménsula de acero



3.2. Proyecto 02: Evaluación, reforzamiento y Ampliación estructural de zona Helados

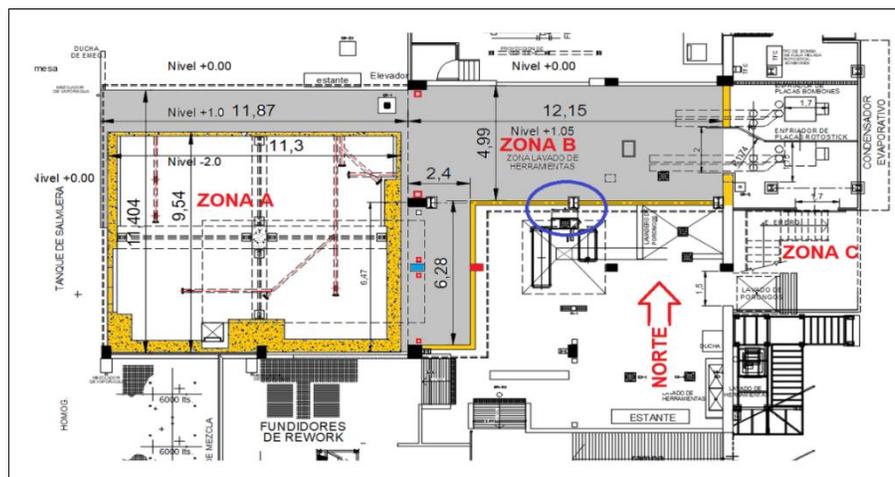
3.2.1. Descripción del proyecto

El servicio requerido por nuestro cliente fue analizar estructuralmente la Zona A y Zona B, frente a un cambio de uso y retiro de columnas por ampliación del lugar. Posteriormente, proponer el reforzamiento adecuado.

Como parte de la ampliación solicitada, se debe ejecutar trabajos de demolición, excavación, nivelación y compactación de las zonas A y B.

Figura 94

Planta de la zona de trabajo.



Vista de la zona A.



Se detallan los requerimientos requeridos para este proyecto por zona:

Zona A:

- Bajar el nivel actual de +1.00m. de **135m²** a nivel +0.00m. mediante el uso de personal y equipos de demolición.
- Posterior a la nivelación, se debe rellenar y compactar.

Para realizar los trabajos de demolición se debe anticipar lo siguiente:

- Demoler columna de concreto armado existente para ampliación del lugar.
- Realizar el reforzamiento estructural de la zona debido a la ampliación.

Zona B:

- Bajar el nivel +1.00m. de **76m²** a nivel +0.00m. mediante el uso de personal y equipos de demolición.
- Demolición y reemplazo de columnas existentes.

Figura 96

Vista de elementos estructurales a retirar en zona A



Figura 97

Zona B



3.2.2. Etapa previa de ingeniería y diseño

Previo a la etapa de ejecución del proyecto, se realizó el estudio estructural de la zona. Se realizaron ensayos no destructivos, como son: testigos diamantinas en conjunto con ensayos de esclerometría.

Se describen a continuación de manera breve, el proceso de ensayos realizados:

Esclerometría

La Norma Técnica Peruana (NTP 339.181) establece las disposiciones para el cálculo y determinación de un número de rebote en el concreto endurecido, el mismo que se usara para determinar los resultados de esta prueba de campo.

Para realizar el ensayo, se ubicó un espacio de 20 cm x 20 cm en cada elemento a ensayar, el cual se dividió de forma equitativa en una cuadrícula de 4 x 4 con espaciamiento de 1 pulgada, obtenido así 16 espacio equitativos, en estos se realizó el ensayo.

Figura 98

Ensayo de esclerometría



Los resultados son los siguientes:

Figura 99

Resultados del esclerómetro

Muestra	Elemento	Promedio R	Resistencia a la Compresión (kg/cm ²)
M-01	Columna	40	340.2
M-02	Columna	23	113.4
M-03	Columna	33	243
M-04	Columna	40	340.2
M-05	Columna	25	145.8
M-06	Columna	37	291.6

En cuanto a los resultados obtenidos se descartarán las lecturas que difieran del promedio de las 16 lecturas por más de 6 unidades y se determinara el promedio de las lecturas restantes, en los siguientes cuadros de valores se resaltarán las lecturas descartadas con este criterio.

En cuanto a la precisión para un mismo espécimen, operador y equipo, la desviación estándar es 2.5 unidades como está definido en la ASTM E177. Por consiguiente, el rango 10 lecturas no deberá exceder a 12, en cada uno de las mediciones se muestra la desviación estándar obtenida, siendo estos menores a 12 en todos los casos.

Ensayos de Diamantina

La extracción y ensayo fueron conforme a la NTP 339.059 (Obtención y Ensayo de Testigos Diamantinos) y NTP 339.034 (Compresión en Probetas Cilíndricas de Concreto).

Se presenta fotografías del trabajo realizado:

Figura 100

a). -Trabajos realizados para la extracción de muestras diamantina en columnas y losa

	<p>Foto 01:</p> <p>Se aprecia la instalación del equipo para extracción de muestra en columna MC-1.</p>
	<p>Foto 02:</p> <p>Se aprecia el forado al extraer la muestra diamantina en columna M1-2.</p>
	<p>Foto 03:</p> <p>Se aprecia la muestra extraída en columna M1-2.</p>
	<p>Foto 04:</p> <p>Se aprecia la instalación del equipo para extracción de muestra en losa de concreto M1-1A.</p>

Fuente: Informe de análisis estructural para proyecto en zona de helados, realizado por GTC

b). -Extracción de muestras en Losa de concreto

	<p>Foto 05:</p> <p>Se aprecia la perforación en losa del área de paletizado M1-1A.</p>
	<p>Foto 06:</p> <p>Se aprecia el testigo diamantino extraído en losa M1-1A.</p>
	<p>Foto 07:</p> <p>Se aprecia la instalación del equipo para extracción de muestra en losa de concreto M1-1B.</p>
	<p>Foto 08:</p> <p>Se aprecia la perforación en losa del área de paletizado M1-1B.</p>

Fuente: Informe de análisis estructural para proyecto en zona de helados, realizado por GTC

	<p>Foto 09:</p> <p>Se aprecia la muestra diamantina extraída de la columna.</p>
	<p>Foto 10:</p> <p>Se aprecia la muestra diamantina extraída en losa.</p>
	<p>Foto 07:</p> <p>Se aprecia la muestra diamantina extraída en losa.</p>

Los resultados muestran que la resistencia cilíndrica a compresión del concreto varía entre 142kg/cm² – 209 kg/cm²..

Figura 101

Resultados de laboratorio para los especímenes de concreto extraídos

3. MÉTODO DEL ENSAYO : Norma de referencia NTP 339.034:2015
Procedimiento interno AT-PR-11.

4. RESULTADOS

N°	IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS	FECHA DE EXTRACCIÓN	DIAMETRO (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm ²)	CARGA (Kg)	FACTOR DE CORRECCIÓN (REL. Diám.)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (MPa)	TIPO DE FALLA
1	M1-1A	01/04/2018	5.91	7.7	27.4	4509	0.94	154	15.1	3
2	M1-1B	01/04/2018	5.91	6.2	27.4	5494	0.88	209	20.5	3
3	M1-2	01/04/2018	5.91	7.8	27.4	4147	0.94	142	13.9	3

5. OBSERVACIONES: 1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención e identificación han sido proporcionadas por el solicitante.

Hecho por Técnico Lic. J. Basurto P Sr. G. P. L.

Ms. Ing. Ana Torre Camilo Jefe (e) del laboratorio.

NOTA:
1) Está prohibido reproducir o modificar al ítem de ensayo, total o parcialmente, sin la autorización del laboratorio.
2) Los resultados de los ensayos solo corresponden a las muestras proporcionadas por el solicitante.

Con la información obtenida (planos, levantamiento estructural, entre otros.). Se procede a realizar el análisis estructural y diseño del nuevo sistema de reforzamiento.

3.2.3. Objetivo

La finalidad del estudio es realizar el Análisis de Estructuras de la “Ampliación de la sala de producción de helados”; las áreas a modificar comprenden la zona de rampa, la zona de cisterna (Zona A) y la zona de lavado de porngos (Zona B), verificando que estas modificaciones no incrementen los esfuerzos y desplazamientos de las estructuras existentes.

3.2.4. Descripción de la Estructura

Las estructuras existentes están conformadas por vigas y columnas de concreto armado y muros de albañilería, existiendo oficinas de dos niveles en la zona de influencia de las adecuaciones.

Al tratarse de una edificación con un aporte tanto de pórticos de concreto armado como de muros estructurales de albañilería confinada, se realizará el análisis sísmico, ante la acción de un Sismo proporcionado por la NTE0.30, verificando además que las distorsiones no superen el valor de 0.007 respectivamente.

3.2.5. Hipótesis de Análisis estructural

El análisis de la edificación se hizo con el programa SAP 2000. Los diversos módulos fueron analizados con modelos tridimensionales, suponiendo losas infinitamente rígidas frente a acciones en su plano. En el análisis se supuso comportamiento lineal y elástico. Los elementos de concreto armado se representaron con elementos lineales y los muros se modelaron con elementos de cáscara, con rigideces de membrana y de flexión. Los modelos se analizaron considerando solo los elementos estructurales, sin embargo, los elementos no estructurales han sido ingresados en el modelo como solicitaciones de carga, debido a que ellos no son importantes en la contribución de la rigidez y resistencia de la edificación, los elementos metálicos necesarios para el reforzamiento serán modelados con elementos tipo link para la unión con la estructuras existentes, estas uniones modelarán ya sea el efecto de apoyo o el modelamiento en un estado compuesto.

3.2.6. Modelo Estructural Adoptado

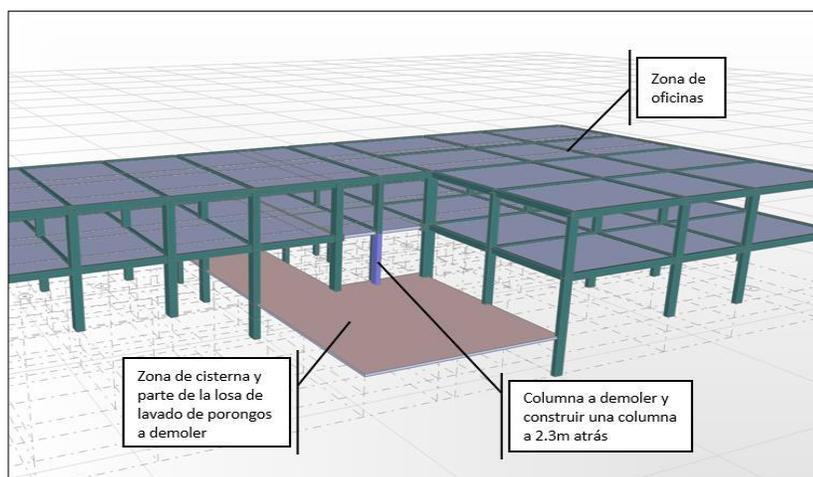
El comportamiento dinámico de las estructuras se determina mediante la generación de modelos matemáticos que consideren la contribución de los elementos estructurales tales como vigas y columnas en la determinación de la rigidez lateral de cada nivel de la estructura. Las fuerzas de los sismos son del tipo inercial y proporcional a su peso, por lo que es necesario precisar la cantidad y distribución de las masas en la estructura

La estructura ha sido analizada con losa supuesta como rígidas frente a las acciones en su plano en todos sus niveles. Los apoyos han sido considerados como empotrados al suelo.

El modelo estructural para evaluar el comportamiento dinámico de la edificación se presenta en las Figuras siguientes.

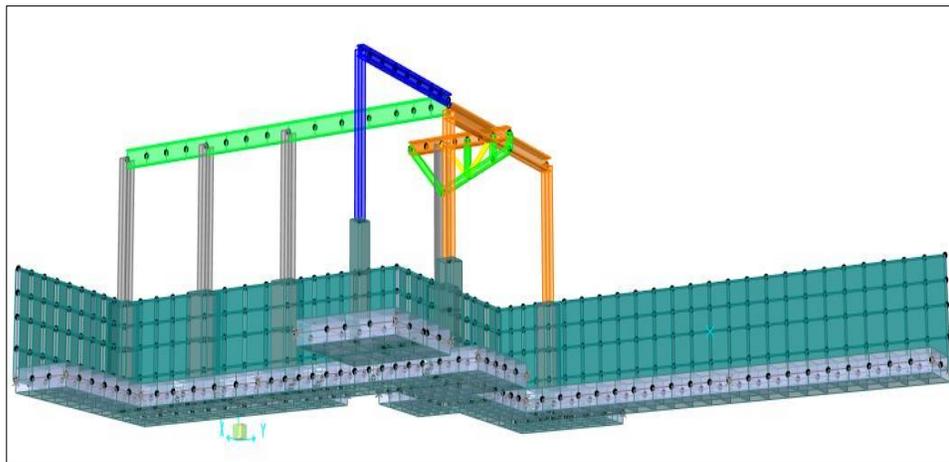
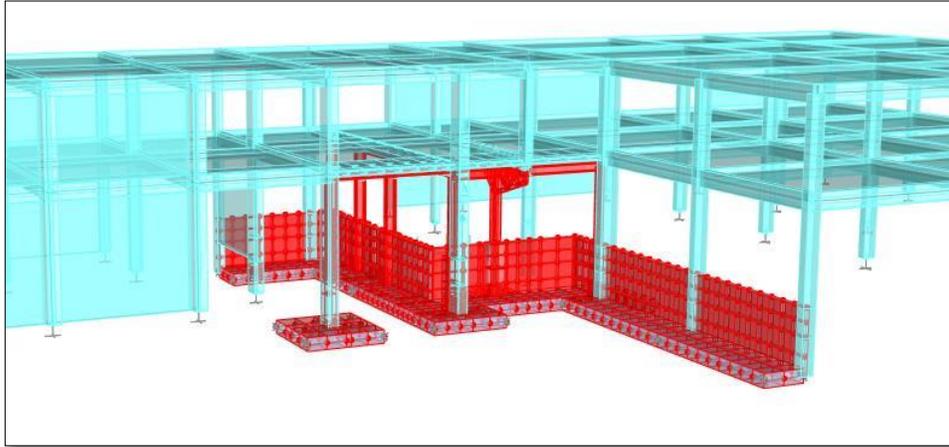
Figura 102

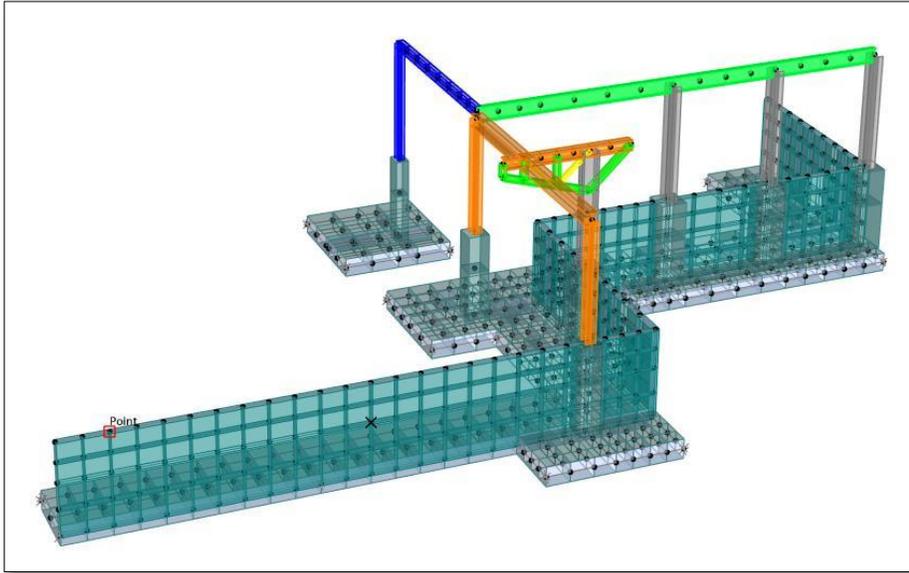
Modelo estructural de la zona



Estructura Existente – Modelo Realizado en el programa SAP2000

Incorporación de estructuras nuevas de reforzamiento, para las adecuaciones solicitadas.





Fuente: Imágenes extraídos del programa SAP 2000

3.2.7. Propiedades de los Materiales para el análisis y diseño.

Para los materiales, se usó las siguientes propiedades:

- Concreto: $f'c = 145 \text{ kg/cm}^2$ (Para estructuras existentes)
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Para estructuras proyectadas)
- Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (ASTM A-615 Grado 60)
- Acero estructural:

Esfuerzo de fluencia ASTM A-36= 2530 kg/cm².

Esfuerzo ultimo de tracción ASTM A-36= 4080 kg/cm².

Esfuerzo de fluencia ASTM A500 GRB= 2953 kg/cm²

Esfuerzo ultimo de tracción A 500 GRB= 4080 kg/cm²

- Albañilería (unidad de arcilla Clase IV):

$$f'm = 65\text{kg/cm}^2$$

$$v'm = 8.1\text{kg/cm}^2$$

$$E_m = 500f'm = 32500\text{kg/cm}^2$$

$$G_m = 0.4E_m = 13000\text{kg/cm}^2$$

- Clasificación de suelos:

$$\text{Peso específico} = 1.8 \text{ Ton/m}^3$$

$$\text{Ángulo de fricción interna} = 32^\circ$$

$$\text{Capacidad portante} = 2.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Coeficiente de Balasto} = 4.8 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{Coeficiente de Fricción entre el suelo y concreto} = 0.55$$

3.2.8. Cargas consideradas para el análisis estructural

Carga muerta (D)

- Peso concreto = 2400 kg/m^3
- Peso de elementos de acero = 7800 kg/m^3
- Peso propio del piso terminado = 150 kg/m^2
- Peso albañilería no estructural = 330 kg/m^2
- Peso aligerado 1 dirección (0.20m) = 300 kg/m^2

Carga viva (CV)

- Corredores = 400 kg/m^2
- Carga en oficinas = 250 kg/m^2
- Carga de tabiquería móvil = 100 kg/m^2



- Carga en techos = 100 kg/m^2

Carga sísmica (S)

Las consideraciones adoptadas para poder realizar un análisis dinámico de la edificación son tomadas mediante movimientos de superposición espectral, es decir, basado en la utilización de periodos naturales y modos de vibración que podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

- Z: Factor de Zona = 0.45 (Zona 4, Tabla N°1 de la NTE E.030)
- U: Factor de Importancia = 1.0 (Categoría C, Edificaciones Comunes, Tabla N°5 de la NTE E.030).
- C: Factor de Amplificación Sísmica = De acuerdo con el período de la estructura (artículo 14 de la NTE E.030)
- S: Factor de Suelo = 1.05 (Suelo tipo S2, Tabla N°3 de la NTE E.030)
- R: Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (Sismo Moderado) = 6 (Artículo 23 de la NTE E.070).
- R: Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas = 3 (Artículo 23 de la NTE E.070 y Tabla N°7 de la NTE E.030)
- P: Peso Sísmico total de la edificación de acuerdo con lo indicado en el Artículo 26 de la NTE E.030: $100\% D + 25\% L$.

3.2.9. Sistemas Estructurales

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección.

De acuerdo a la clasificación de una estructura se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica (R). En la dirección X-X y Y-Y, casi la totalidad de la resistencia y rigidez de la estructura será proporcionada por un sistema estructural de pórticos de concreto armado y muros de albañilería, a la vez el sistema de reforzamiento metálico son pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF), por lo cual se usará el factor de reducción de fuerza sísmica para este tipo de estructuras de $R=4$ el cual se modificará con un factor de irregularidad de $R \times 0.75 = 3$ en X-X y en Y-Y. De acuerdo a los parámetros de la norma E-030.

3.2.10. Análisis Modal de la estructura

El programa de cómputo utilizado (SAP 2000) determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras.

La Norma E-030 señala que se deberá considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura.

En la tabla se muestran los resultados de los periodos de vibración con su porcentaje de masa participante, que indicará la importancia de cada modo en su respectiva dirección.

Las frecuencias de vibración para la edificación existentes son:

Figura 104

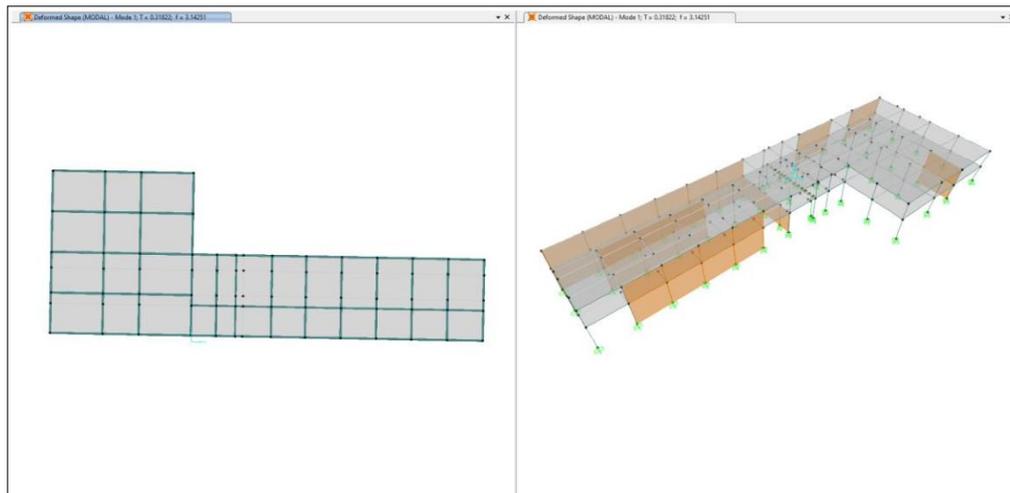
Participación de masa modal

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS							
MODO	PERIODOS	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.32	0.01	0.71	0.00	0.01	0.71	0.00
2	0.27	0.08	0.16	0.00	0.09	0.88	0.00
3	0.20	0.00	0.00	0.00	0.09	0.88	0.00
4	0.18	0.00	0.00	0.00	0.09	0.88	0.00
5	0.18	0.00	0.00	0.02	0.09	0.88	0.02
6	0.15	0.00	0.00	0.00	0.09	0.88	0.02
7	0.15	0.86	0.00	0.00	0.95	0.88	0.02
8	0.12	0.00	0.10	0.00	0.95	0.98	0.02

Fuente: Datos extraídos del programa SAP 2000

Figura 105

Modos de vibración 1:



Fuente: Datos extraídos del programa SAP 2000

Figura 106

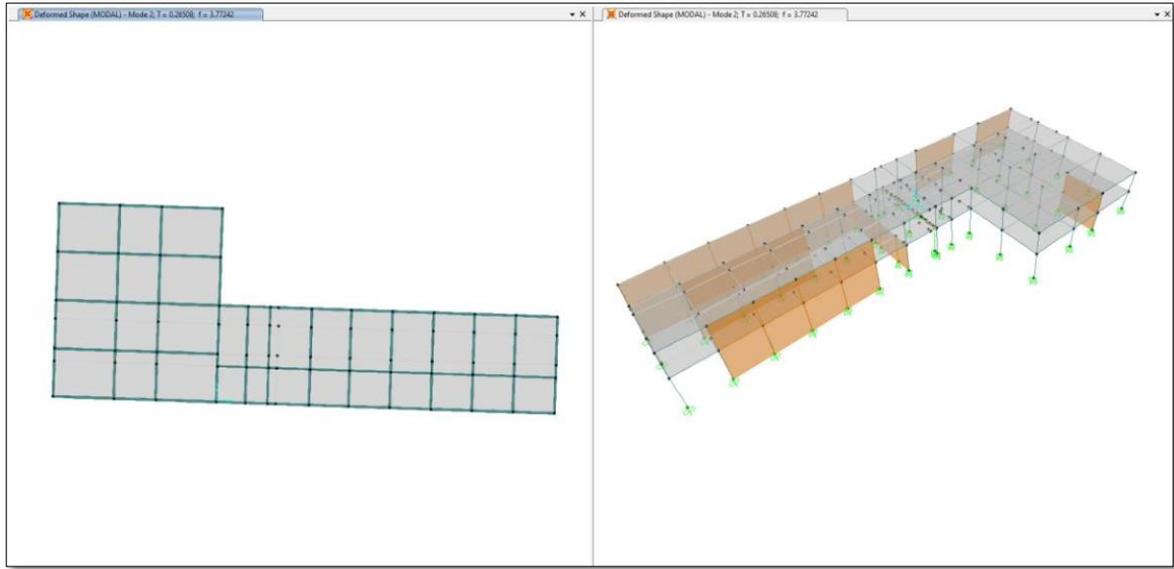
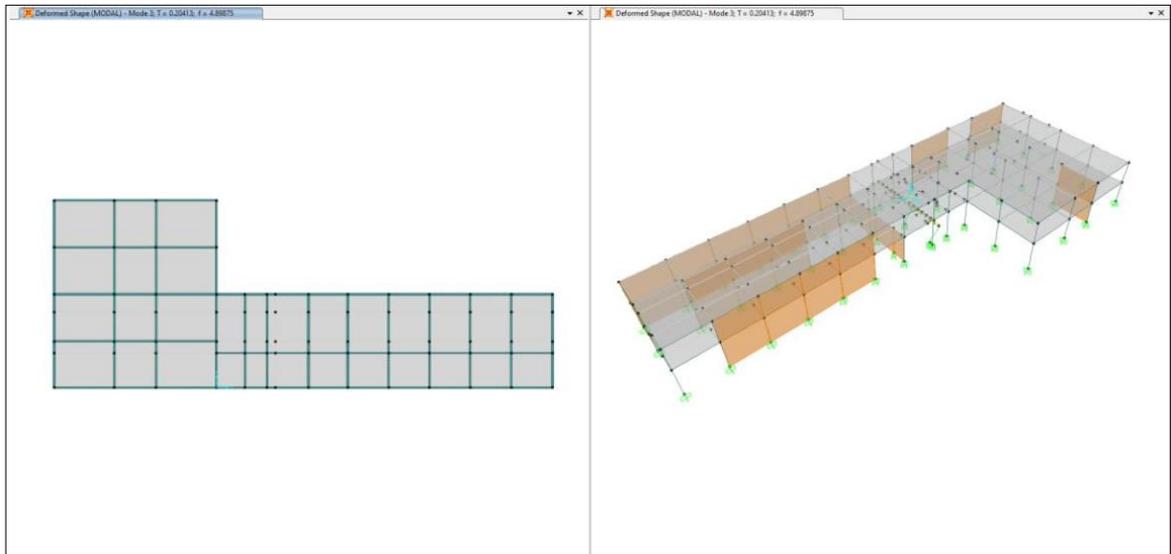


Figura 107

Modos de vibración 3:



Empleando las expresiones de la norma E030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes, se tiene:

Para la estructura existente y modificada (Con sistema de reforzamiento implementado):

Figura 108

Fuerzas sísmicas actuantes

Para la estructura existente:								
Modulo	Z	U	C	S	R	ZUCS/R	P (t)	.90*V (t)
X-X	0.45	1	2.5	1.05	3	0.39	2275.2	806.286
Y-Y	0.45	1	2.5	1.05	3	0.39	2275.2	806.286
Para la estructura modificada:								
Modulo	Z	U	C	S	R	ZUCS/R	P (t)	.90*V (t)
X-X	0.45	1	2.5	1.05	3	0.39	2264.6	802.531
Y-Y	0.45	1	2.5	1.05	3	0.39	2264.6	802.531

3.2.12. Fuerza Sísmica Dinámica mínima

Del análisis dinámico se obtiene que la cortante en dirección X-X y Y-Y en la base, es menor que el 90% del cortante estático. Por lo tanto, es necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos, según Norma de Diseño Sismo resistente NTE.030.

Amplificación para la estructura existente:

Figura 109

Dirección	V(t)	V(t)	Factor
	Dinámico	Estático	
X-X	814.52	806.29	1.00
Y-Y	806.00	806.29	1.00

Amplificación para la estructura modificada:

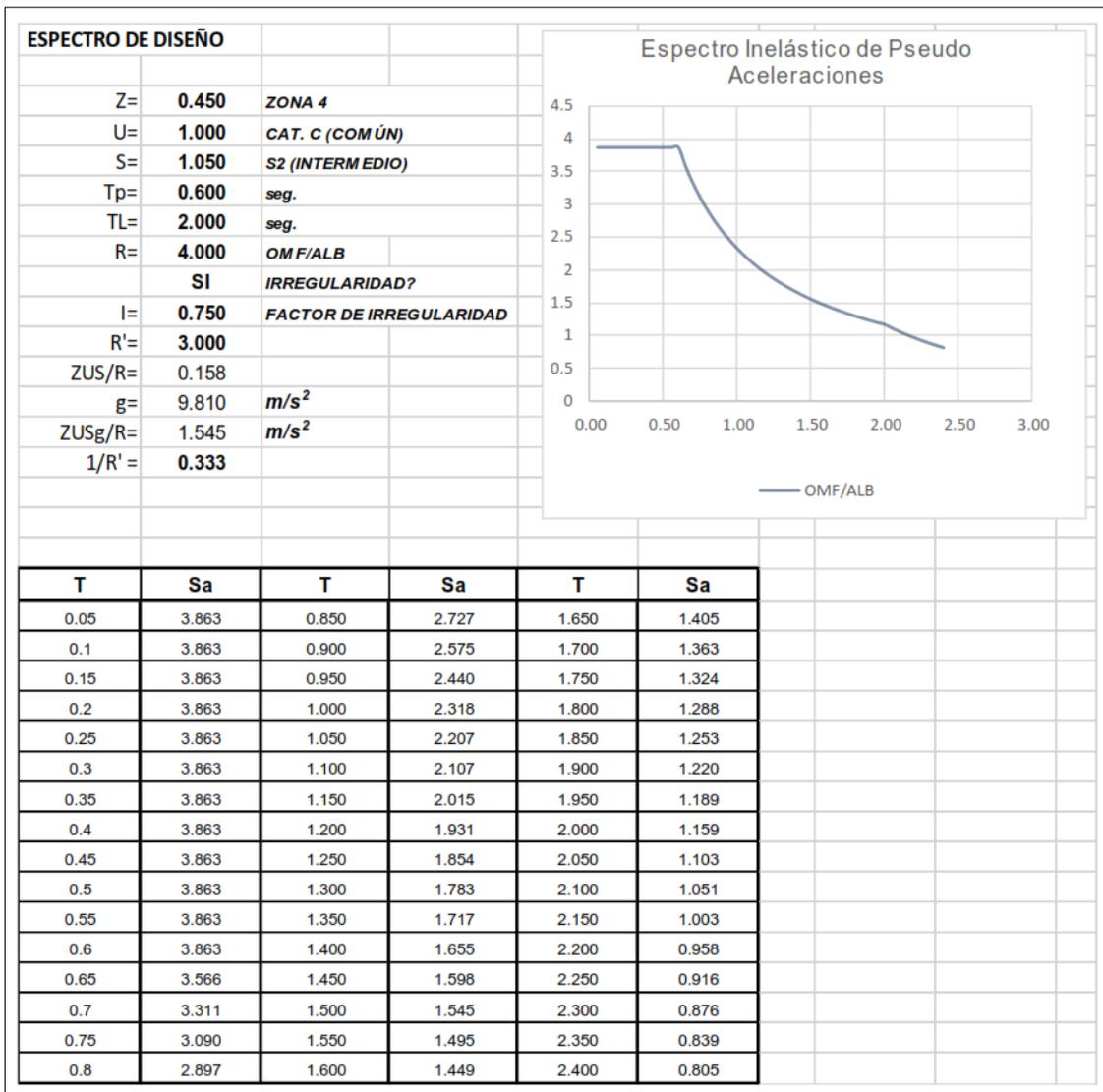
Figura 110

Dirección	V(t)	V(t)	Factor
	Dinámico	Estático	
X-X	782.59	802.53	1.03
Y-Y	809.03	802.53	1.00

3.2.13. Análisis Dinámico

Para edificaciones convencionales, se realiza el análisis dinámico por medio de combinaciones espectrales, mostradas anteriormente dadas por la Norma E.030. De acuerdo a ello, a los parámetros de sitio, y las características de la edificación, se muestran a continuación las señales sísmicas empleadas en el Programa ETABS, para considerar las cargas sísmicas en las direcciones X-X e Y-Y.

Análisis Modal Espectral (X-X / Y-Y):



3.2.14. Desplazamientos y distorsiones de la estructura

La Norma de Diseño Sismorresistente NTE.030 establece que para sistemas estructurales

en donde la fuerza sísmica es resistida básicamente por estructuras de concreto armado, la máxima permitida es del orden de $7/1000$, esto se cumplirá en la dirección X-X e Y-Y para efectos de esta verificación.

Para la estructura existente:

Figura 112

Máximas Distorsiones					
Story	Altura	Desp X	Desp Y	DriftX*R*0.85	DriftY*R*0.85
1ER NIVEL	5.8	0.004881	0.012274	0.002	0.005
2DO NIVEL	3.5	0.008101	0.022534	0.006	0.016

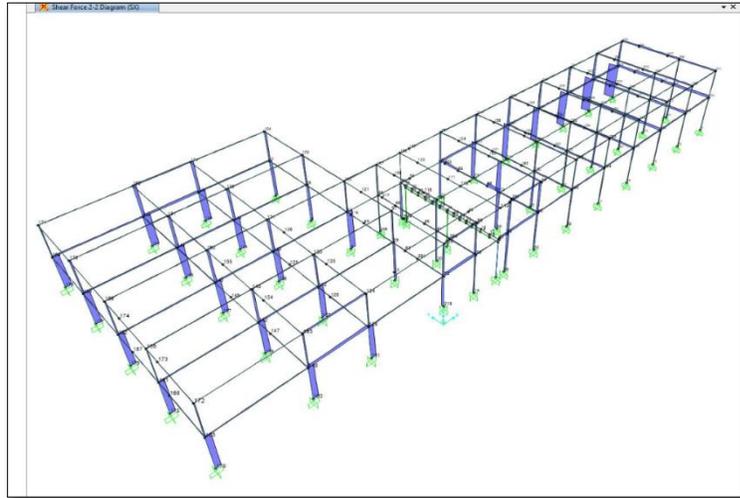
Para la estructura modificada:

Story	Altura	Desp X	Desp Y	DriftX*R*0.85	DriftY*R*0.85
1ER NIVEL	5.8	0.002792	0.013241	0.001	0.006
2DO NIVEL	3.5	0.004712	0.022682	0.003	0.017

En la dirección X-X cumple con la máxima deriva, en la dirección Y-Y No cumple con la máxima deriva, Exigidas por la Norma E- 030.

Figura 113

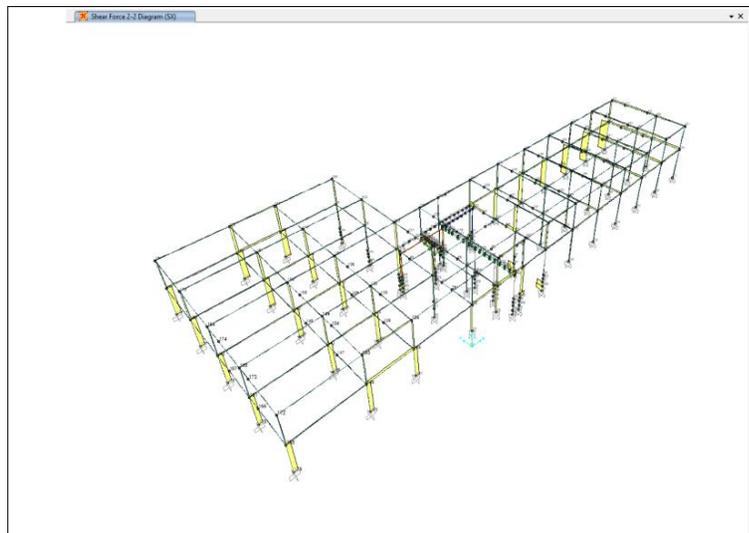
Diagrama de fuerza cortante 2-2 (Ton) por el sismo en X, para la estructura existente



Nota: Valor Máximo, $V = 6.65$ Ton.

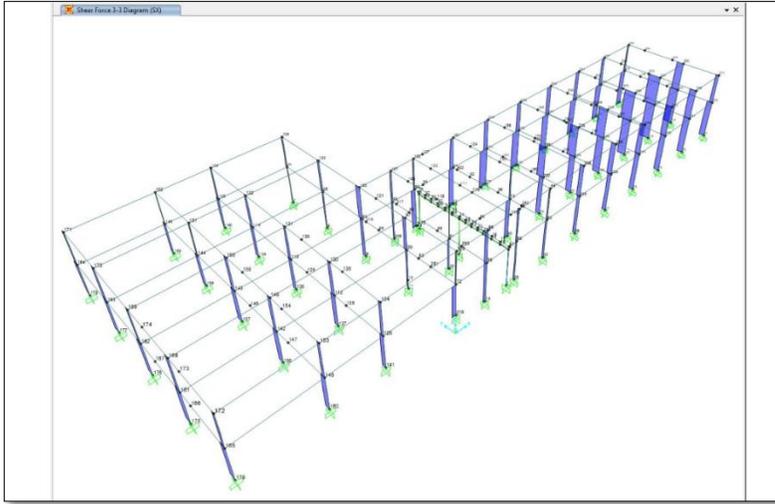
Figura 114

Diagrama de fuerza cortante 2-2 (Ton) por el sismo en X, para la estructura modificada



Nota: Valor Máximo, $V = 6.64$ Ton.

Diagrama de fuerza cortante 3-3 (Ton) por el sismo en X, para la estructura existente



Nota: Valor Máximo, $V = 2.87$ Ton.

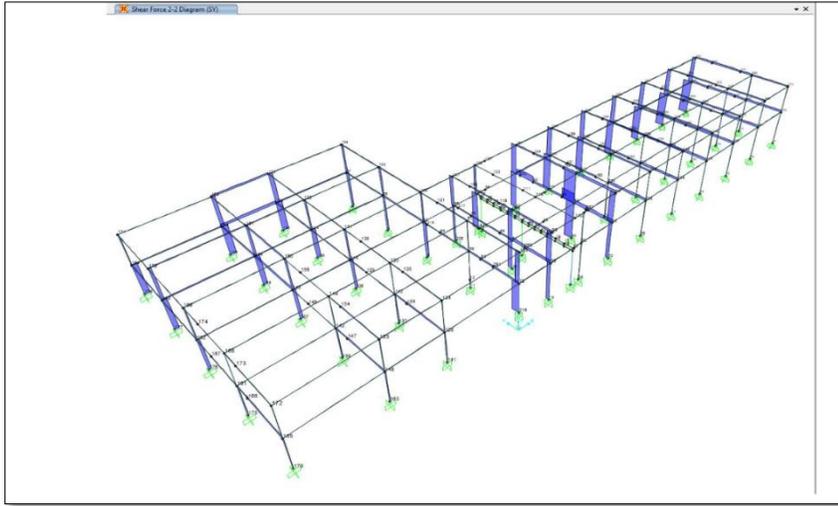
Figura 116

Diagrama de fuerza cortante 3-3 (Ton) por el sismo en X, para la estructura modificada.



Nota: Valor Máximo, $V = 2.79$ Ton.

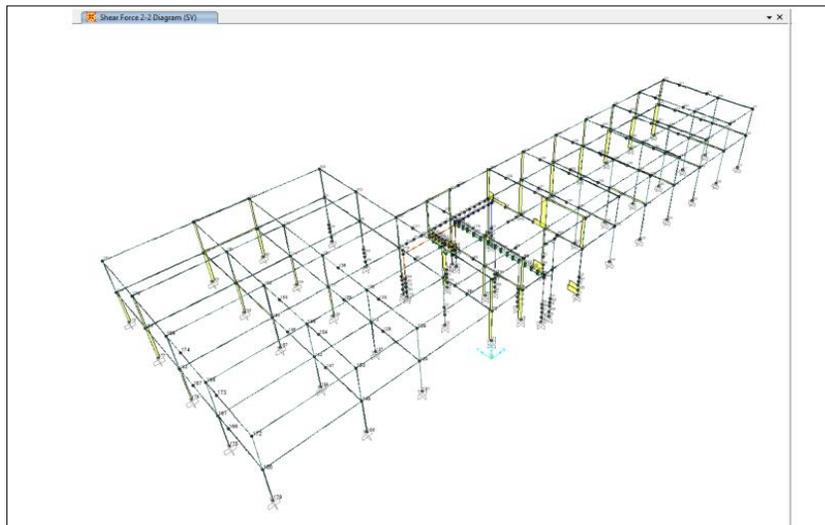
Diagrama de fuerza cortante 2-2 (Ton) por el sismo en Y, para la estructura existente



Nota: Valor Máximo, $V = 13.53$ Ton.

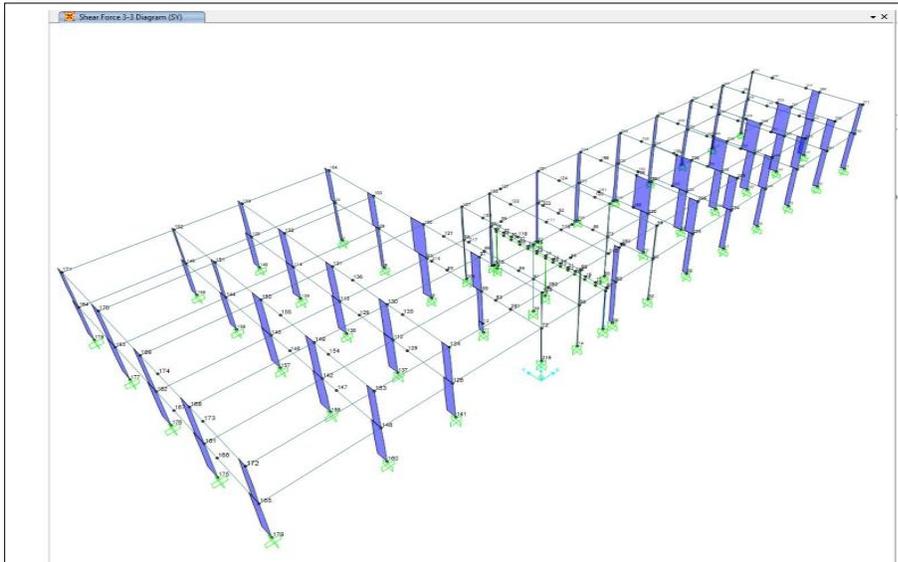
Figura 118

Diagrama de fuerza cortante 2-2 (Ton) por el sismo en Y, para la estructura modificada.



Nota: Valor Máximo, $V = 12.74$ Ton.

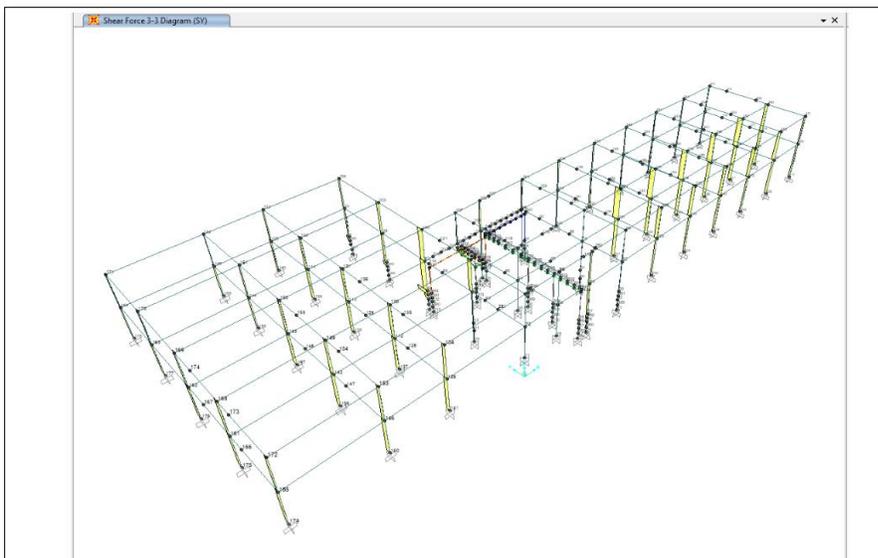
Diagrama de fuerza cortante 3-3 (Ton) por el sismo en Y, para la estructura existente.



Nota: Valor Máximo, $V = 7.8$ Ton.

Figura 120

Diagrama de fuerza cortante 3-3 (Ton) por el sismo en Y, para la estructura modificada.



Nota: Valor Máximo, $V = 6.86$ Ton.

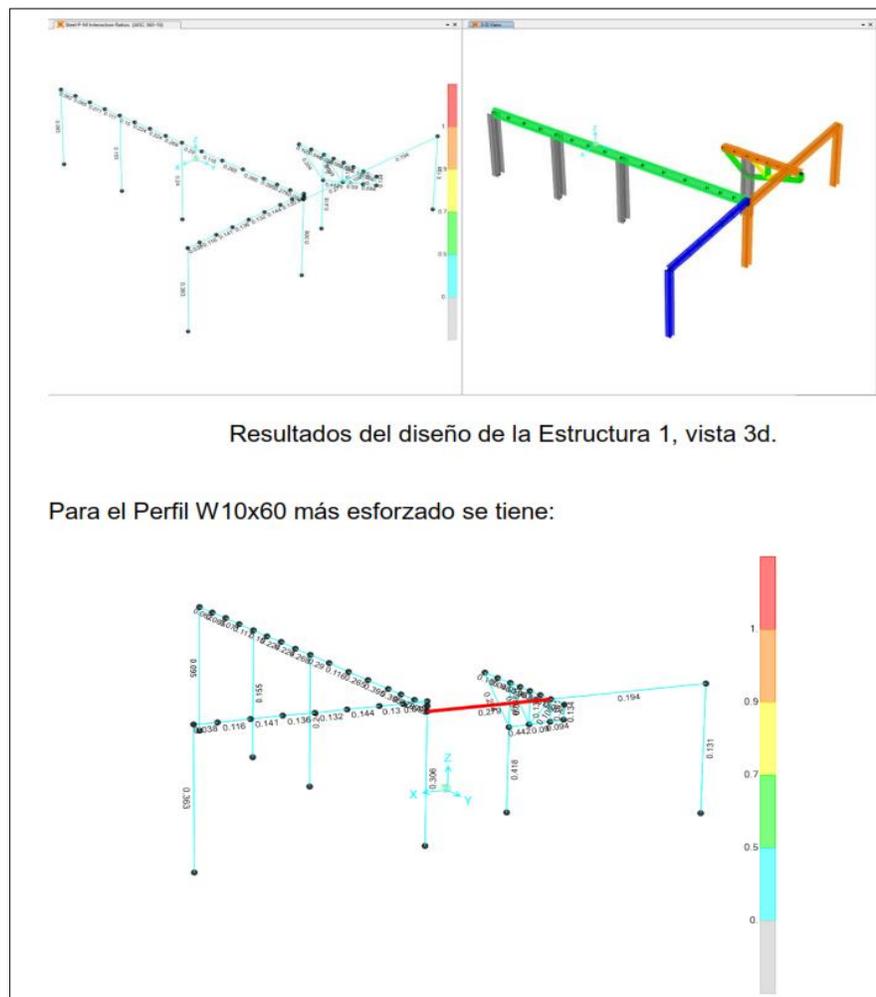
3.2.16. Resultado del diseño en estructuras metálicas de reforzamiento.

Se menciona que el cliente nos propuso usar perfiles que tenían disponibles en sus almacenes. Entonces se procedió a implementarlos en nuestro sistema de reforzamiento propuesto.

La relación demanda/capacidad para el perfil W10X60 más esforzado es $0.279 < 1$.

Figura 121

Resultados del diseño presentados por el programa SAP 2000

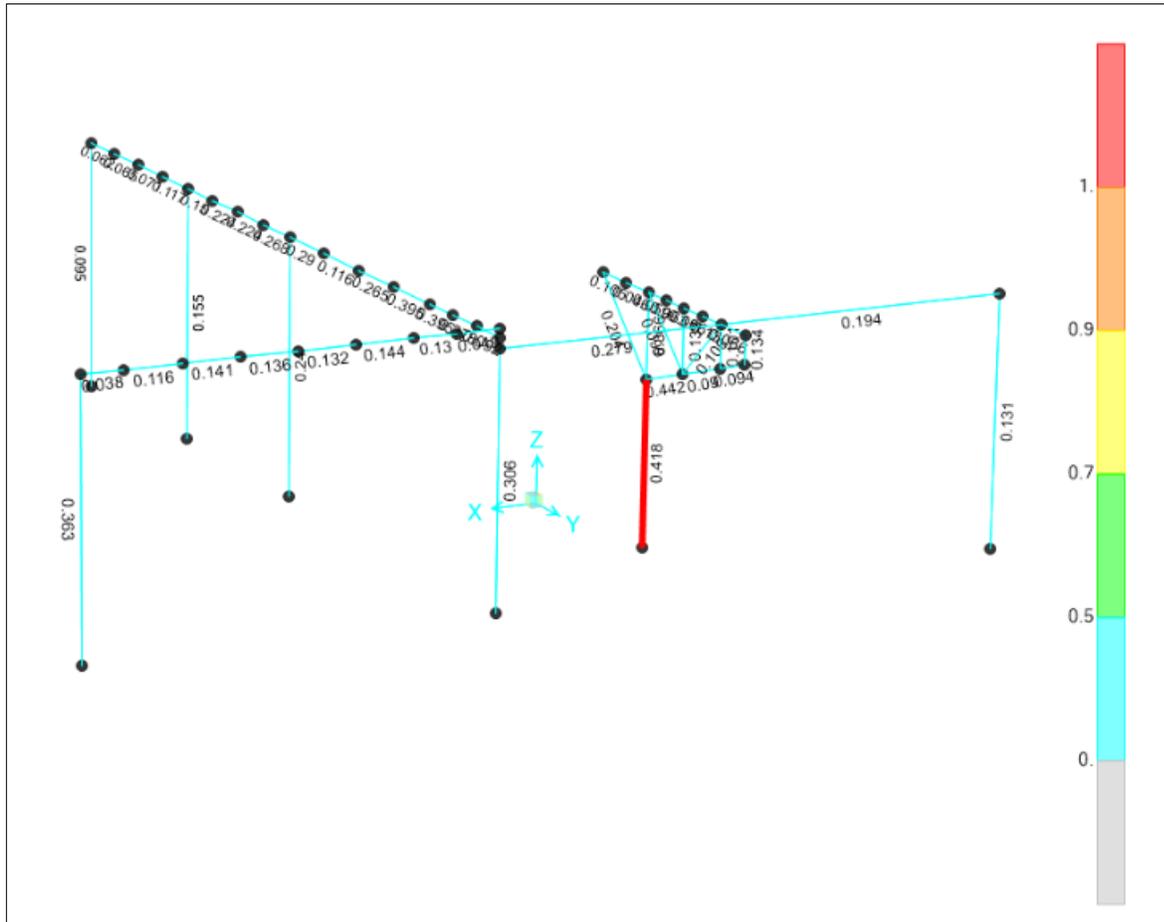


Para el perfil W16X67 más esforzado se tiene:

Demanda/Capacidad = 0.418 < 1... OK.

Figura 122

Resultados de demanda/capacidad para el perfil W16X67:

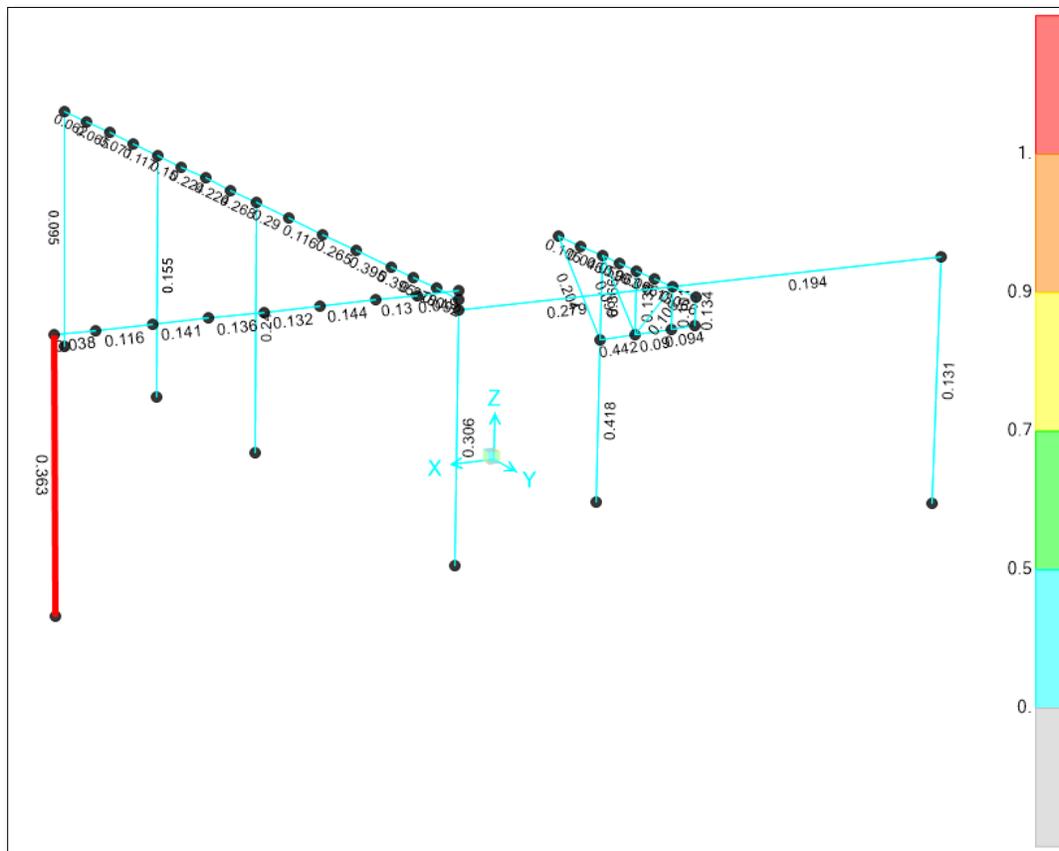


Para el Perfil W8x48 más esforzado se tiene:

Demanda/Capacidad: $0.363 < 1 \dots \text{OK}$

Figura 123

Resultados de demanda/capacidad para el perfil W8X48:

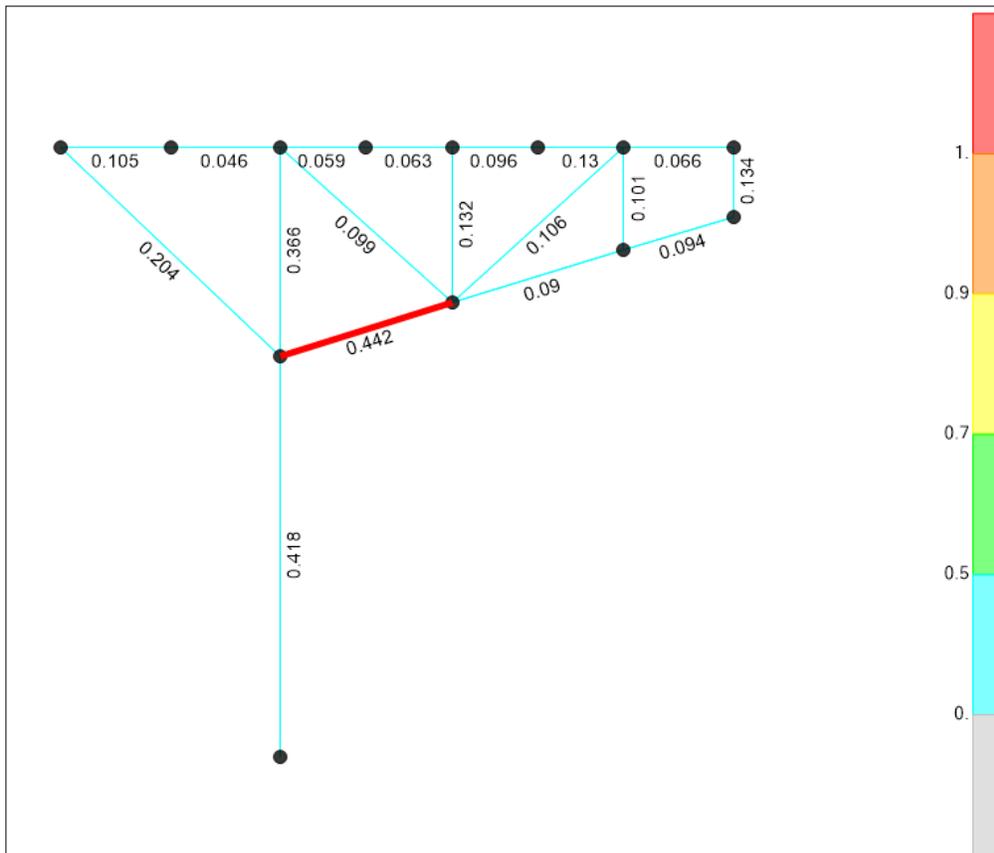


Para el perfil tubular 6x6x1/4" más esforzado se tiene:

Demanda/Capacidad: $0.442 < 1$...OK

Figura 123

Resultados de demanda/capacidad para el perfil 6x6x1/4:



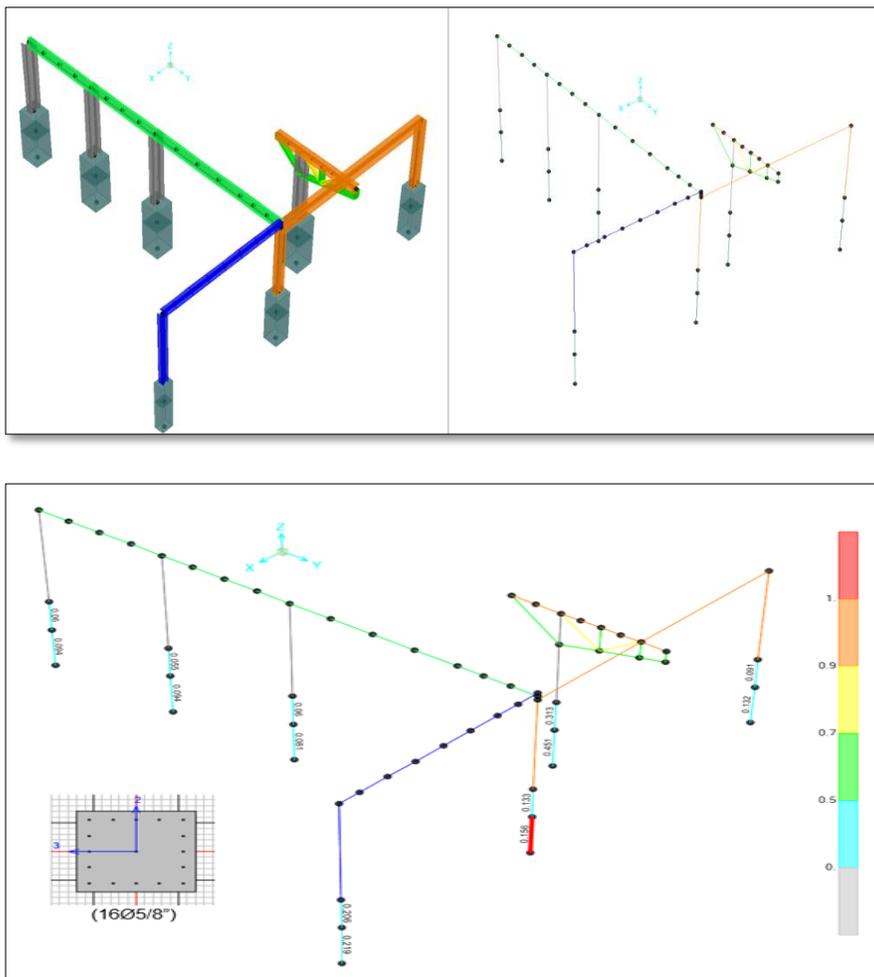
3.2.17. Diseño de los pedestales de Concreto Armado para columnas metálicas.

El diseño de los pedestales de concreto armado se realizará conforme a la normativa E-0.60 “Concreto Armado” y el ACI 318-14.

Se observa que la relación demanda/capacidad es menor a la unidad en todos los pedestales. En consecuencia, se implementará solo cuantías mínimas de refuerzo.

Figura 124

Diseño de pedestales de concreto armado en SAP2000



3.2.18. Diseño de Muros de contención.

Para el diseño de los muros de contención, se incorporó las siguientes presiones por carga gravitacional y sísmica:

Figura 125

Cálculo de las presiones actuantes en muros de contención debidos al suelo colindante.

SOBRECARGA EN MURO			
Sobrecarga (S/C) =	1.5	t/m ²	
En muro = LxKa =	0.41	t/m ²	
La sobrecarga es debida a tanques que contienen líquidos con un volumen por tanque de 6000 L apoyados en superficie de aprox 4 m2			
CARGAS LATERALES POR PRESION DE TIERRAS.			
$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta)\cos(\beta - i)}} \right]^2}$			
$k_p = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2\beta \cos(\beta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta)\sin(\phi + i)}{\cos(\beta - \delta)\cos(\beta - i)}} \right]^2}$			
Ángulo de fricción interna del suelo:	$\phi =$	32	°
Ángulo de inclinación del muro (vertical):	$\beta =$	0	°
Ángulo de fricción entre suelo y muro:	$\delta =$	29	°
Ángulo de inclinación del talud :	$i =$	0	°
Peso específico del suelo:	$\gamma =$	1.8	t/m3
Coeficiente de Fricción:	$\mu =$	0.55	
	Ka =	0.275	
	Kp =	1.217	

Fuente: Elaboración propia

Altura del suelo en contacto con muro:	H _a =	2.3	
Altura del suelo en contacto pasivo:	H _p =	1.3	
Presión lateral estática Activa	P _a =	1.140	t/m ²
P =	1.140	+	-0.496 z
Presión lateral estática Pasiva	P _p =	5.039	t/m ²
P =	5.039	+	-3.876 z

CARGAS LATERALES SISMICAS POR PRESION DE TIERRAS.

Mononobe-Okabe (1926).

Ángulo de fricción interna del suelo:	φ =	32	°
Ángulo de inclinación del muro (Vertical):	β =	0	°
Ángulo de fricción entre suelo y muro:	δ =	29	°
Ángulo de inclinación del talud :	i =	0	°
Peso específico del suelo:	γ =	1.8	t/m ³
Coficiente de Fricción:	μ =	0.55	
K _h =	0.225	θ =	0.2588 rad
K _v =	0.1500		

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta)\sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta)\cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

$$K_{AE} = 0.512$$

$$K_{PE} = 1.796$$

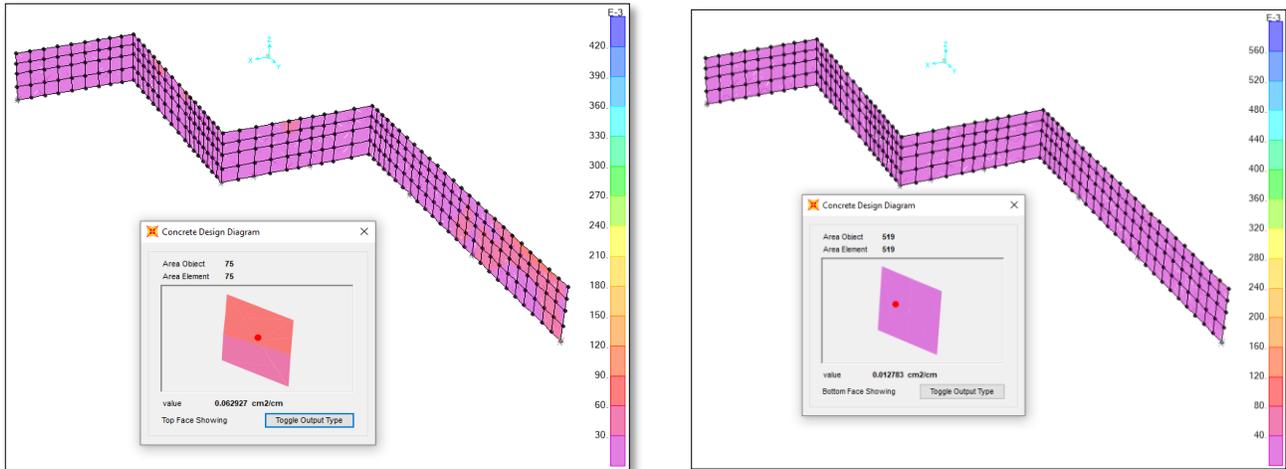
Altura del suelo en contacto con muro:	H _a =	2.3	
Altura del suelo en contacto pasivo:	H _p =	1.3	
Presión lateral estática Activa sísmica	ΔP _{aE} =	0.663	t/m ²
P =	0.288		z
Presión lateral estática Pasiva sísmica	ΔP _{pE} =	0.724	t/m ²
P =	0.557		z

Fuente: Elaboración propia

Se muestran algunas imágenes de la extracción de datos del programa SA2000:

Figura 126

Cuantías de acero extraídos del programa SAP 2000 para las caras frontales y traseras del muro.



Del análisis automático con “SAP 2000” se concluye:

Figura 127

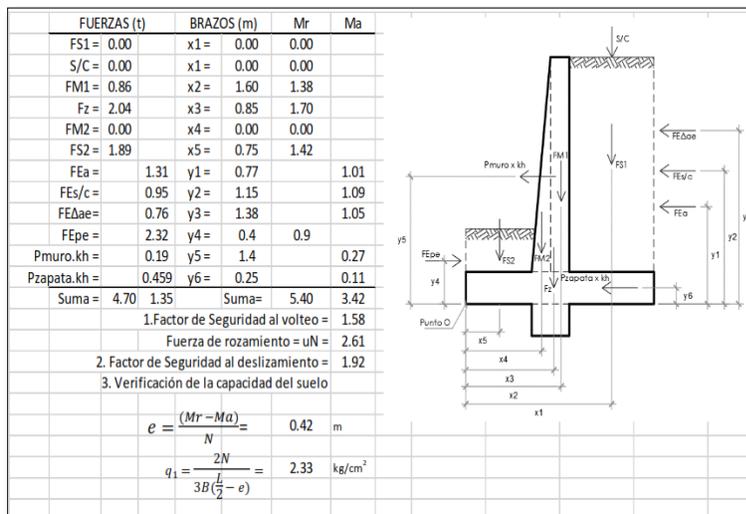
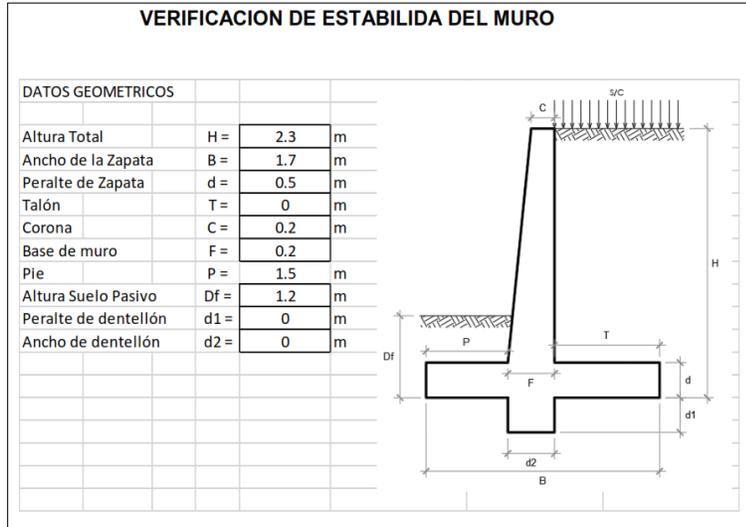
Resultados de área de acero requerido

Ubicación del acero en el muro	Área de ref. requerido cm2/cm	Área del acero propuesto	Espaciamiento	Distribución de acero
Acero Vertical posterior	0.091	2	21.98	5/8"@0.20
Acero horizontal posterior	0.063	1.29	20.48	1/2"@0.20
Acero Vertical frontal	0.012	0.71	59.17	1/2"@0.20
Acero horizontal frontal	0.062	1.29	20.81	1/2"@0.20

Se procede a verificar la estabilidad del muro:

Figura 128

Verificación manual de la estabilidad del Muro:



Se procede a realizar el diseño de la cimentación propuesta:

Figura 129

Resultados de la presión del suelo:

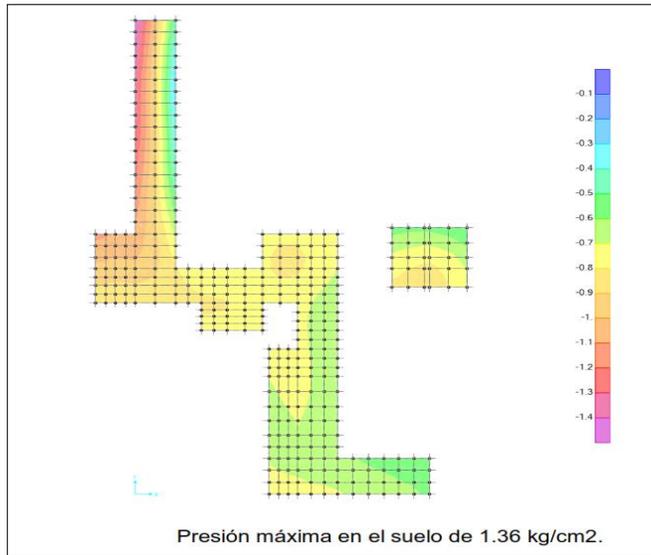
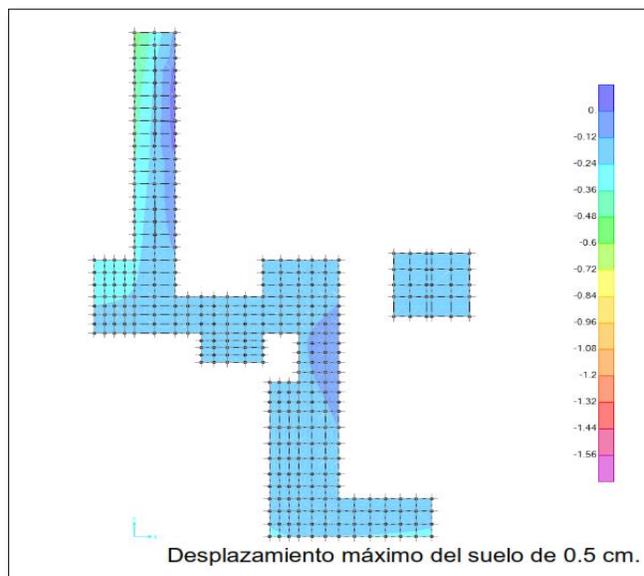


Figura 130

Resultados del desplazamiento máximo:



Refuerzo en la dirección X-X en la parte inferior de la zapata

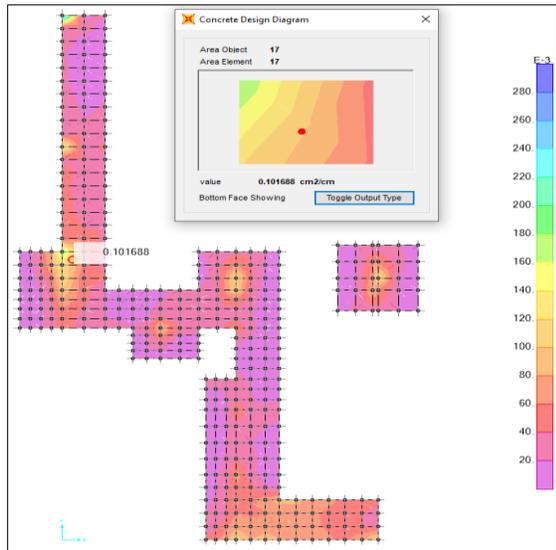
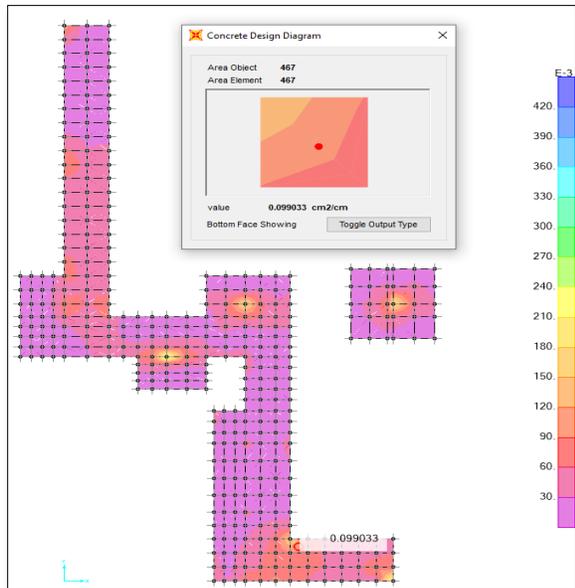


Figura 132

Refuerzo en la dirección Y-Y en la parte inferior de la zapata



Del análisis automático con SAP 2000 se concluye:

Figura 133

Resultados del análisis:

Ubicación del acero en zapatas	Area de ref. requerido cm ² /cm	Area del acero propuesto	Espaciamiento	Distribucion de acero
Acero inferior direccion X-X	0.100	2	20.00	5/8"@0.20
Acero inferior direccion Y-Y	0.099	2	20.20	5/8"@0.20
Acero superior direccion X-X	0.098	2	20.41	5/8"@0.20
Acero superior direccion Y-Y	0.107	2	18.69	5/8"@0.20

3.2.20. Conclusiones

1. El desplazamiento máximo relativo en el rango inelástico en la estructura evaluada para un evento sísmico alcanza un valor máximo de 0.003 de deriva en la dirección X-X, siendo este valor no mayor a la deriva máxima permisible por la Norma E.030 de 0.007 para estructuras de concreto armado y 0.005 para estructuras de albañilería confinada.
2. El desplazamiento máximo relativo en el rango inelástico en la estructura evaluada para un evento sísmico alcanza un valor máximo de 0.017 de deriva en la dirección Y-Y, siendo este valor mayor a la deriva máxima permisible por la Norma E.030 de 0.007 para estructuras de concreto armado y 0.005 para estructuras de albañilería confinada, es de notar que las modificaciones no afectan las derivas de la estructura existente.

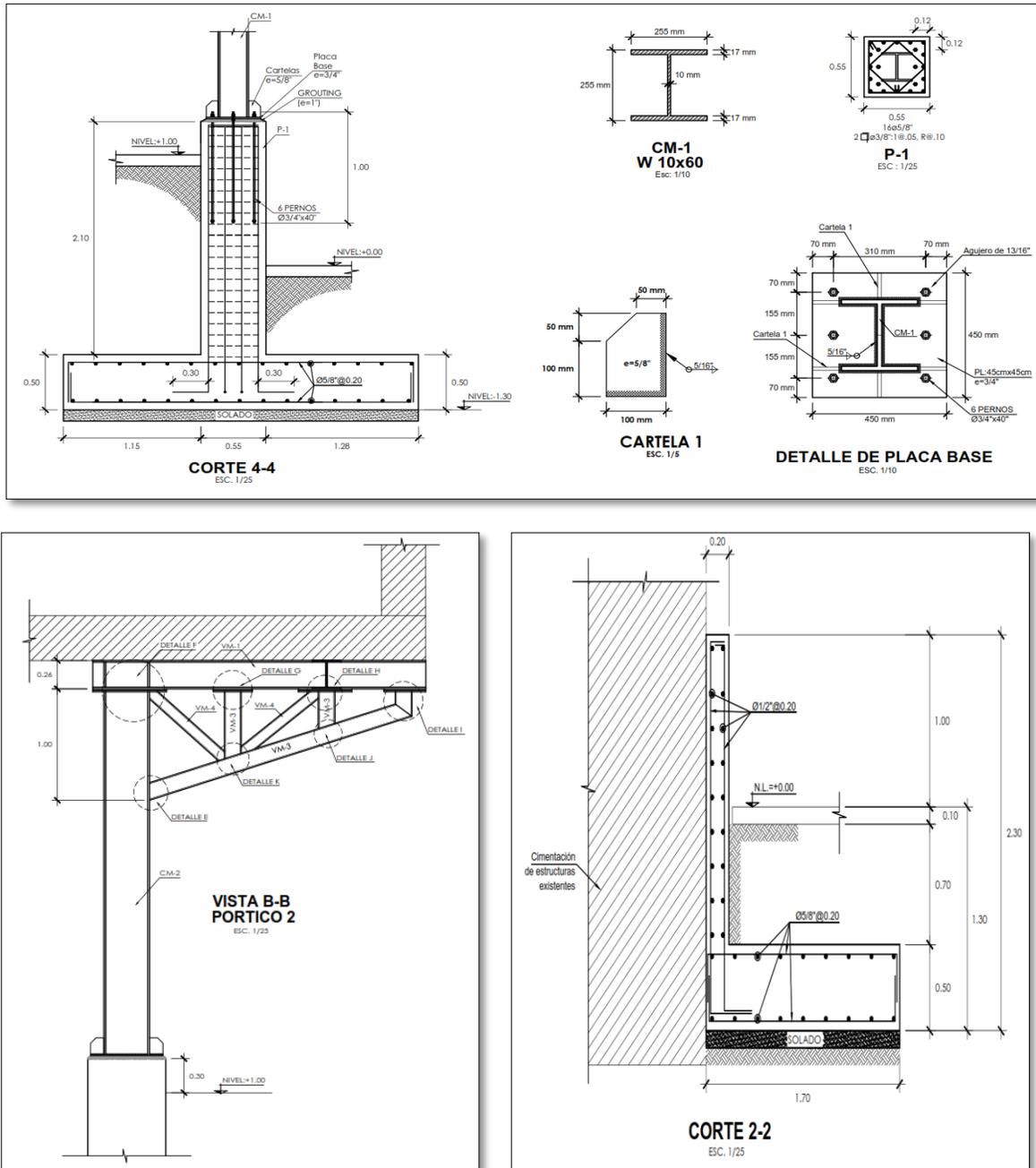
3. Con esto se concluye que los desplazamientos ocurridos en la dirección X e Y, para los niveles de excitación sísmica que demanda la Norma Sismorresistente, son adecuados según los lineamientos establecidos por la misma, y a la vez se comprueba que la modificación estructural no afecta los desplazamientos de la estructura existente.
4. El sistema de reforzamiento estructural cumple las normativas vigentes para el diseño de estructuras metálicas.
5. Las modificaciones a realizar no afectan a los elementos estructurales cercanos al área de intervención, sin embargo, es de notar que por la antigüedad de las estructuras se debe realizar trabajos de reforzamiento a futuro.

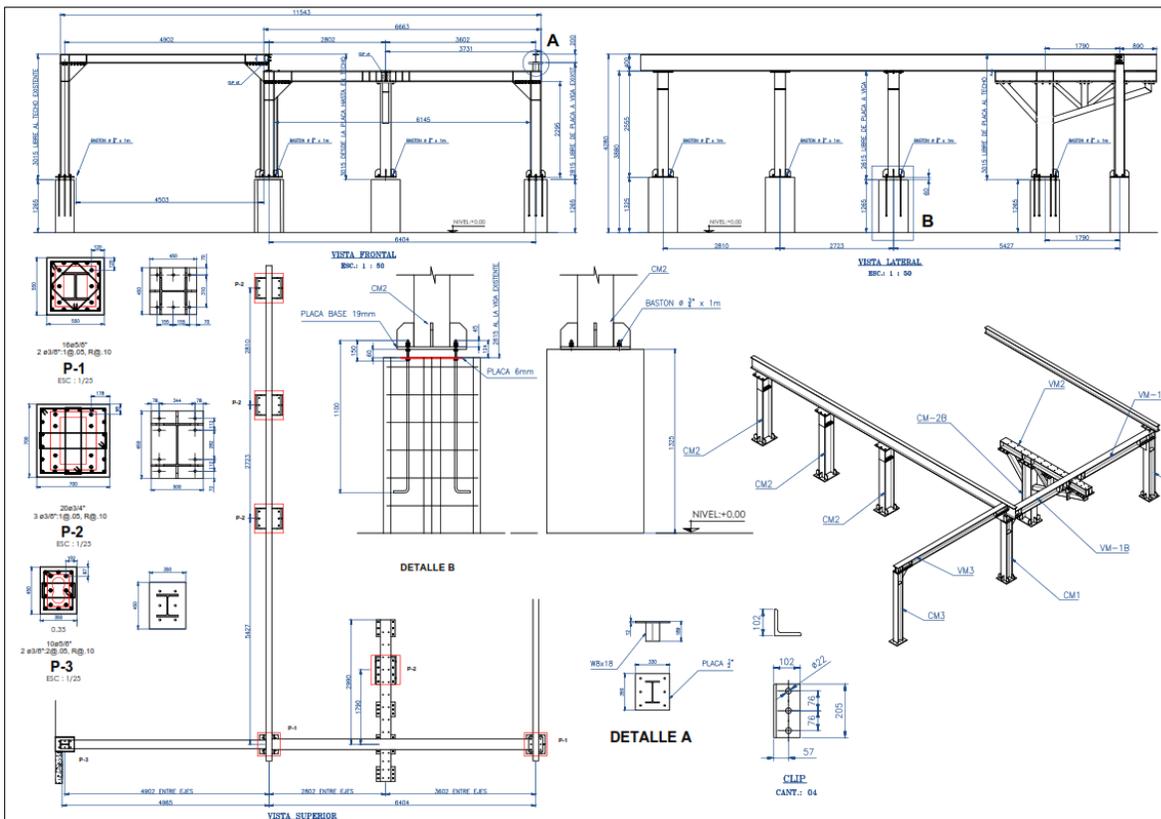
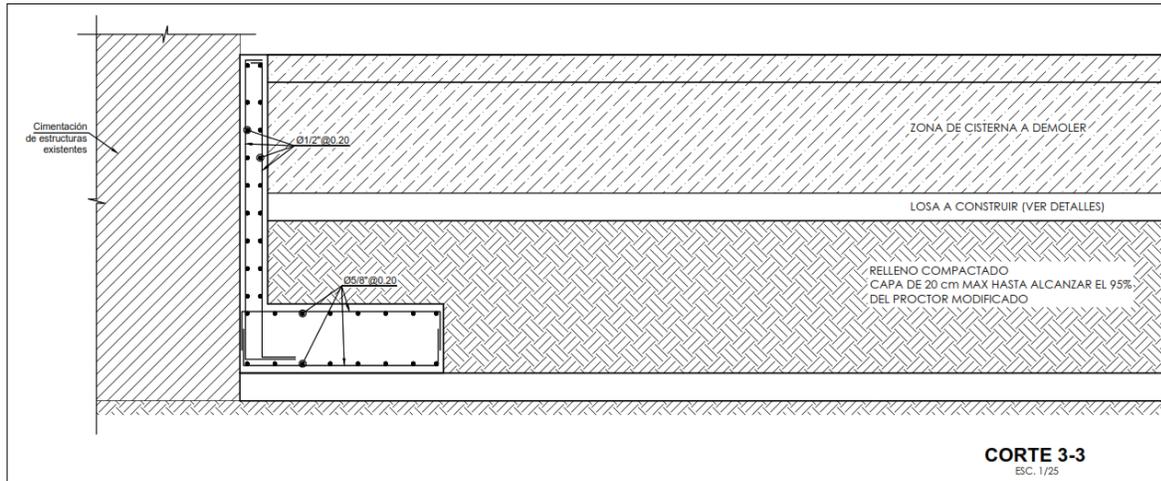
3.2.21. Planimetría correspondiente al proyecto "02"

Posterior al análisis realizado, se realiza los planos para el proyecto.

Figura 133

Planimetría realizada para el proyecto:





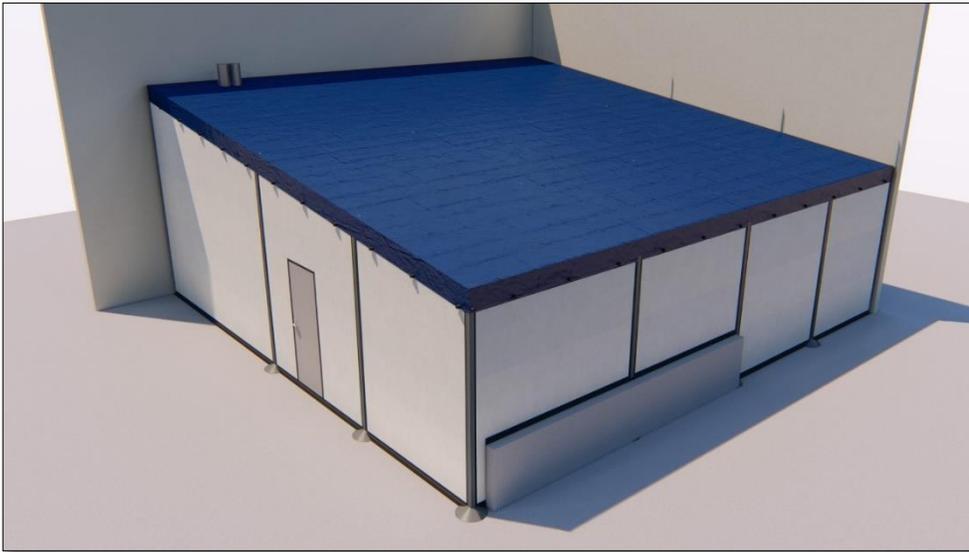
3.2.22. Zonificación previa a la Ejecución del proyecto

Debido a que cerca de la zona A, se encuentra un área delicada en donde se elaboran “helados” el cual es propenso a ser contaminado; Golden Tower realizó una estructura que sirva de protección para los trabajos a realizar y evitar la contaminación.

A continuación, presento los planos y vistas 3D de la zonificación realizada con estructura de acero y paredes de termopanel que realicé para poder dar inicio a este proyecto.

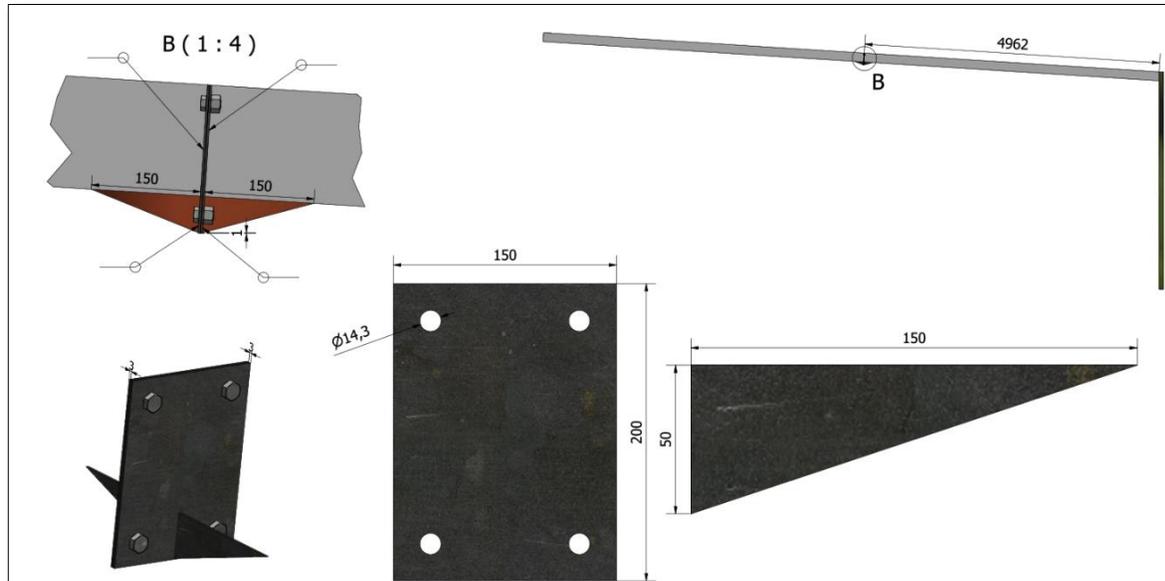
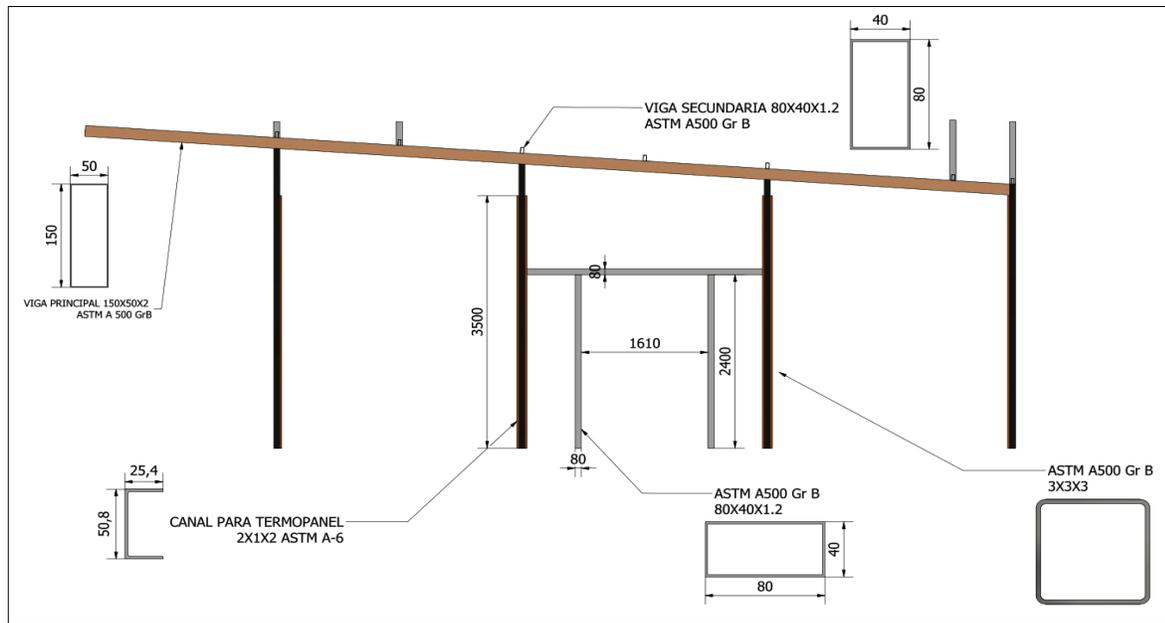
Figura 134

Zonificación realizada



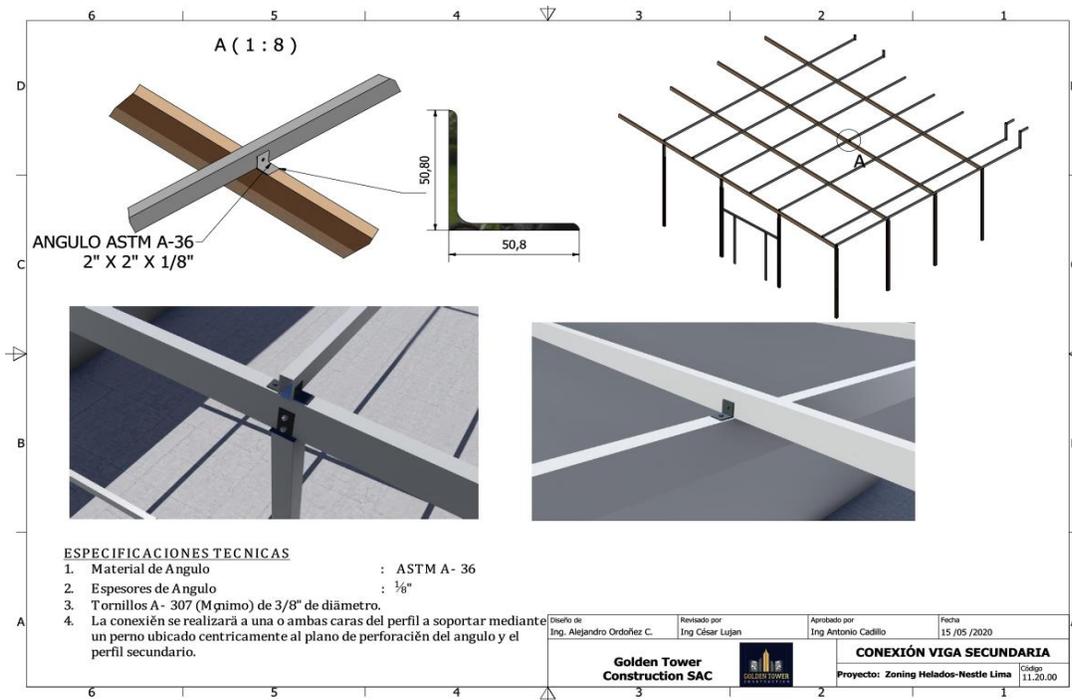
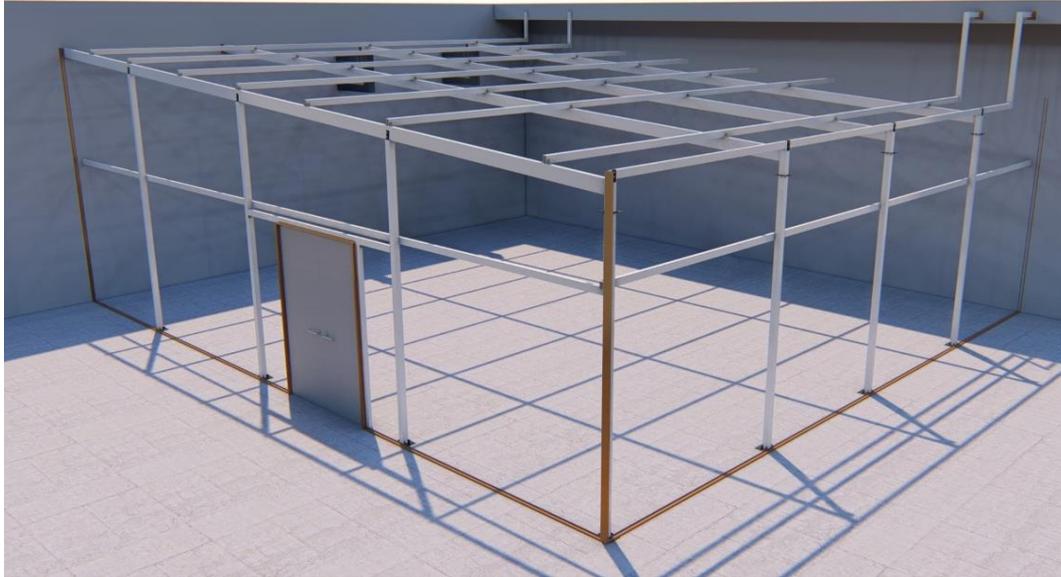
Fuente: Elaboración propia

Planimetría realizada



Fuente: Elaboración propia

Vistas 3D de la estructura proyectada



A continuación, presento las fotografías del montaje de las estructuras de acero correspondientes a la zonificación:

Figura 137

Proceso de Montaje de la estructura zonificadora.



A continuación, se muestra fotografías de la ejecución total del proyecto:

Inicio de demoliciones y excavaciones en losas de Zona A y B

Se realizan trabajos de picado de losa y excavaciones. Previamente se incorporó el sistema de apuntalamiento en la zona para los trabajos de demolición de elementos estructurales.

Figuras 138

Ejecución de los trabajos de picado y excavación:



La zona "A" contaba con una estructura existente el cual se encontraba a un nivel de -

3.00m. desde el nivel 0.00m. el cual estaba "tapado" con una losa maciza de 20cm de espesor. Se

muestran las fotografías que corresponden al sector:

Figuras 139

Vicios ocultos encontrados en la zona.



Incorporación del acero de refuerzo para la cimentación, pedestales y muros de contención



Figuras 141

Incorporación de muros de contención y trabajos de relleno/compactación en zona A





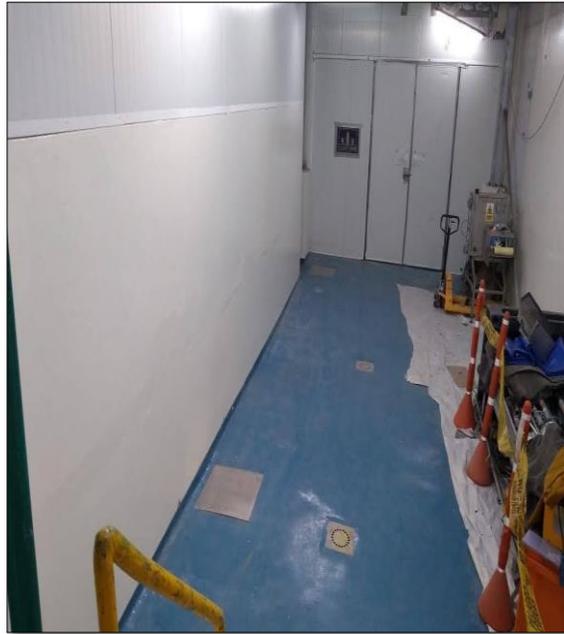
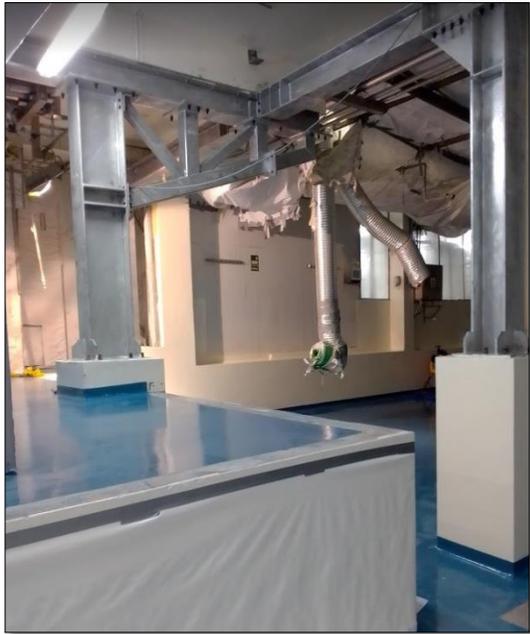
Figuras 142

Fabricación y montajes de estructuras metálicas





Fotografías del trabajo terminado





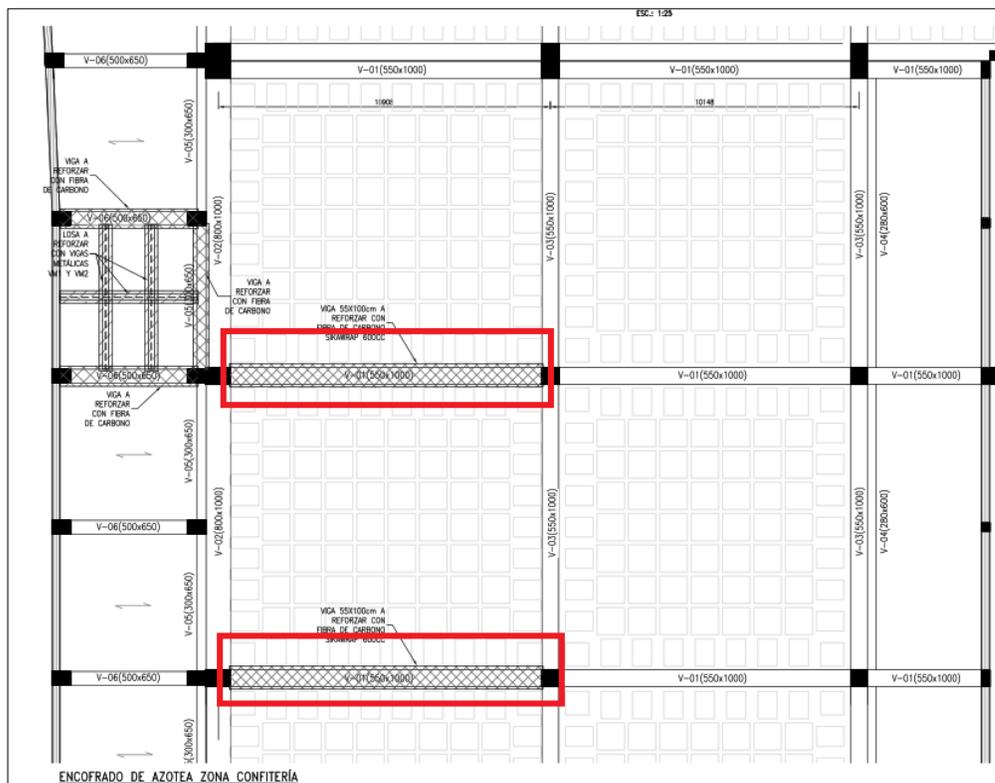
3.3. Proyecto 03: Evaluación y reforzamiento en la Zona denominada “Confitería”

3.3.1 Antecedentes

Debido a la existencia de instalaciones, como rampas y equipos propios de la planta, y la imposibilidad de su reubicación, no es posible disponer de andamios para la implementación de la fibra de carbono en las vigas que sirven de soporte a la losa nervada (encasetonada) y que requieren reforzamiento, ante las nuevas exigencias de carga, según el proyecto original (ver en Figura 144).

Figura 144

Vista en planta y reforzamiento propuesto inicialmente en zona de confitería



Nota: Vigas de concreto con dimensiones 55cm. x 100cm. donde no es posible instalar la fibra de carbono propuesto por una empresa externa, debido a interferencias existentes en el lugar.

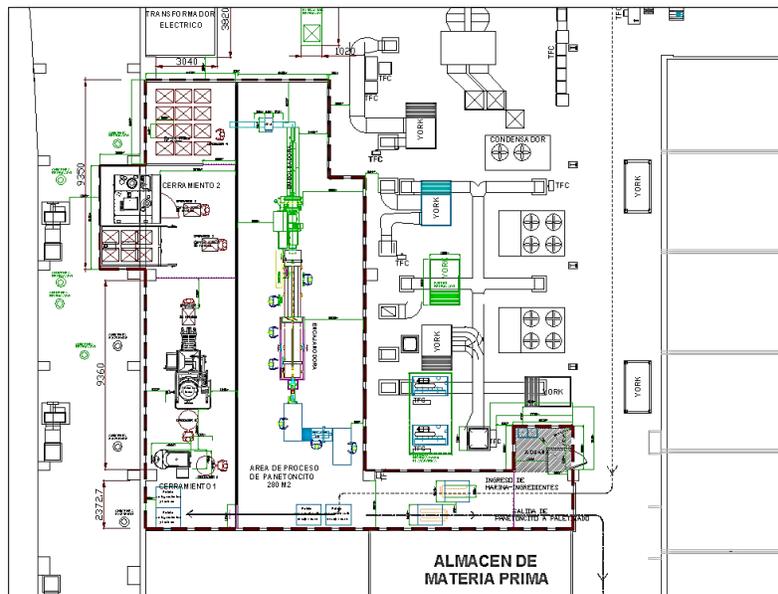
Fotografía de las obstrucciones en vigas a reforzar.



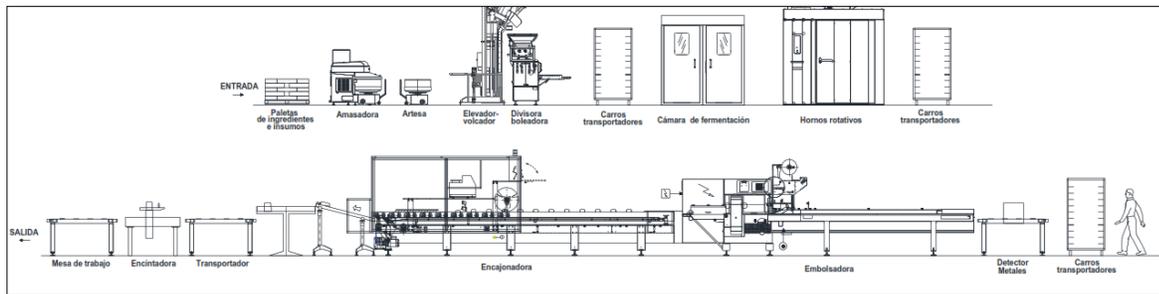
Además, Se requiere verificar los elementos estructurales (vigas y losa) de la losa de techo de Confitería donde se está proyectado ubicar nuevos equipos tales como: Amasadora, elevador, divisora boleadora, horno, encajonadora, artesas, etc. La losa se encuentra a 6.50m desde el nivel del primer piso.

Figura 145

Vista en planta de la distribución de nuevos equipos en la losa.



Vista de equipos a instalarse



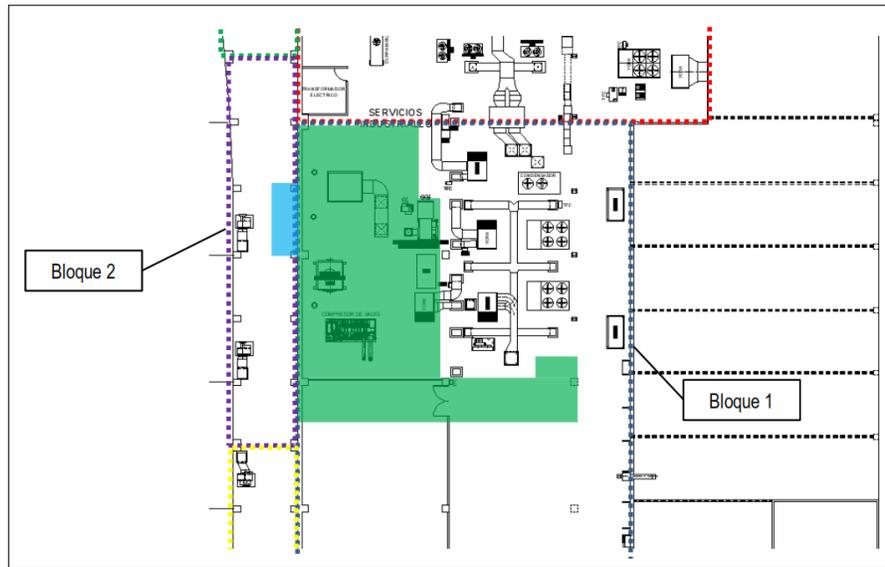
3.3.2 Objetivo

- El objetivo del presente informe es verificar las vigas y losa del techo de Confitería ante la carga de los equipos nuevos a ubicarse (Cargas verticales).
- Proponer un sistema de reforzamiento adecuado en las vigas existentes que permita un óptimo proceso en su fabricación e instalación dentro de las instalaciones de la planta.

3.3.3 Descripción

El edificio de Confitería cuenta con 3 niveles: Primer nivel, Mezzanine y Segundo nivel. Los equipos están ubicados en el 2º nivel. La losa en el área de revisión comprende una losa encasetonada y una losa maciza que están comprendidos en 2 bloques diferentes:

Vista de bloques a analizar.



Nota: Vista en planta de losa de Confeitería. La revisión comprende los sectores sombreados en verde y celeste. La losa tipo encasetonada corresponde al sector verde, y la losa maciza se ubica en el sector celeste. Se observan 2 bloques (1 junta intermedia) en las zonas a verificar.

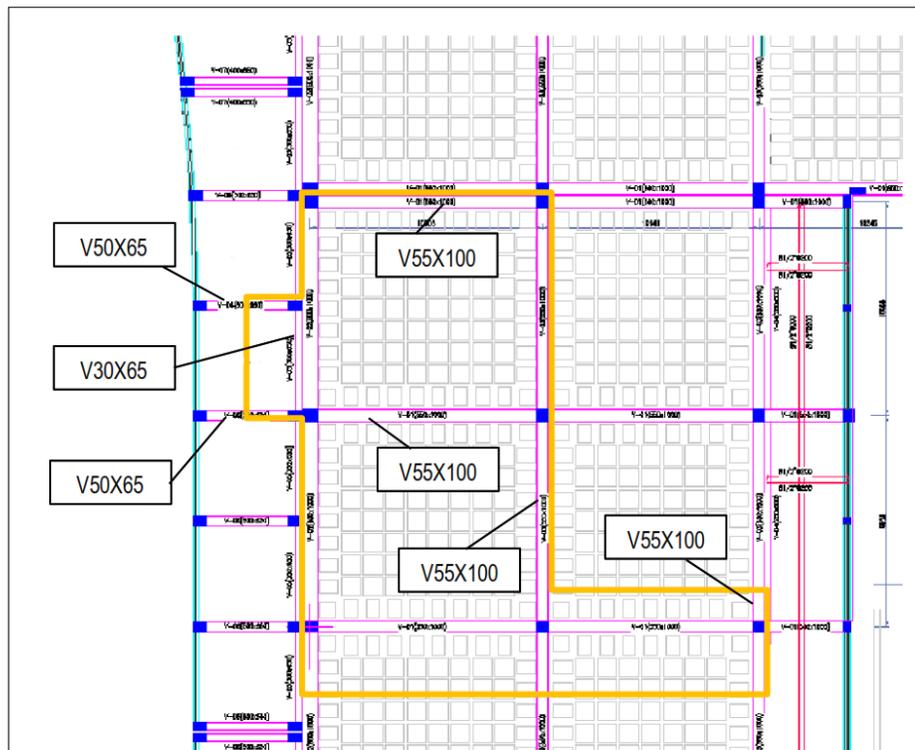
En el sector evaluado tenemos:

- Bloque 1: La losa de encofrado del Bloque 1 es de tipo encasetonada, con un peralte total de 48cm, la altura de la losa es de 8cm y peraltado 40cm; está compuesta por viguetas de 12cm de ancho, las cuales presentan un ensanchamiento de 40cm en el perímetro, próximo a las vigas. La losa está soportada por vigas principales de secciones V55x100 y V80x100. Está soportada por columnas de concreto (Dimensiones hasta 55x55cm) y muros de albañilería.

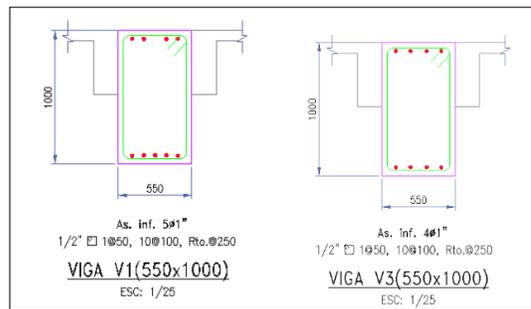
- Bloque 2: En el bloque 2 se encuentra una losa maciza de espesor 25cm, no se tiene información de la distribución del acero de refuerzo por lo que posteriormente se realizarán perforaciones para determinar lo.
- La zona tiene vigas de 50x65 y 30x65 centímetros, muros de albañilería y columnas de concreto (dimensiones hasta 60x50cm). El refuerzo de acero es estimado debido a que no se alcanza a realizar el escaneo por la parte inferior de la losa y vigas por la altura a la que se ubica, requerido para determinar el acero correspondiente.

Figura 148

Dimensiones de las vigas en losa encasetonada.



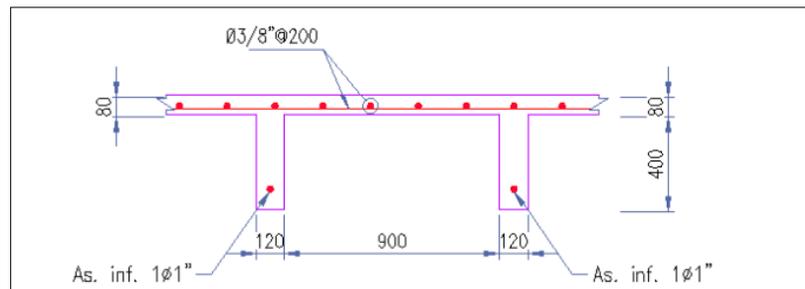
Vigas a reforzar (Luz libre de vigas: 10m).



El sistema de piso es del tipo encasetonada cuya geometría y distribución de acero de refuerzo se muestra en el siguiente gráfico:

Figura 150

Sistema de Losa encasetonada.



3.3.4 Descripción del nuevo sistema de reforzamiento

El sistema de reforzamiento propuesto por la empresa “ACBIM” fue con el uso de fibra de carbono. Sin embargo, debido a la dificultad del proceso de instalación por la existencia de equipos, el cliente solicitó a la empresa Golden Tower Construction realizar una propuesta de reforzamiento equivalente considerando las interferencias existentes.

GTC propone el uso de una columna de acero, que servirá de soporte a las vigas de concreto, generando la disminución de su longitud de apoyo y, en consecuencia, sus esfuerzos internos.

3.3.5 Cargas aplicadas para el análisis de la zona “Confitería”

CARGA PERMANENTE

Peso propio de vigas de concreto y losa encasetonada.

Acabados = 240 kg/m².

Inst. existentes (CI, AA, frío, bandejas eléctricas) sobre losa = 70 kg/m².

CARGA DE EQUIPOS

- Peso de equipos a instalar en el lugar:

Figura 151

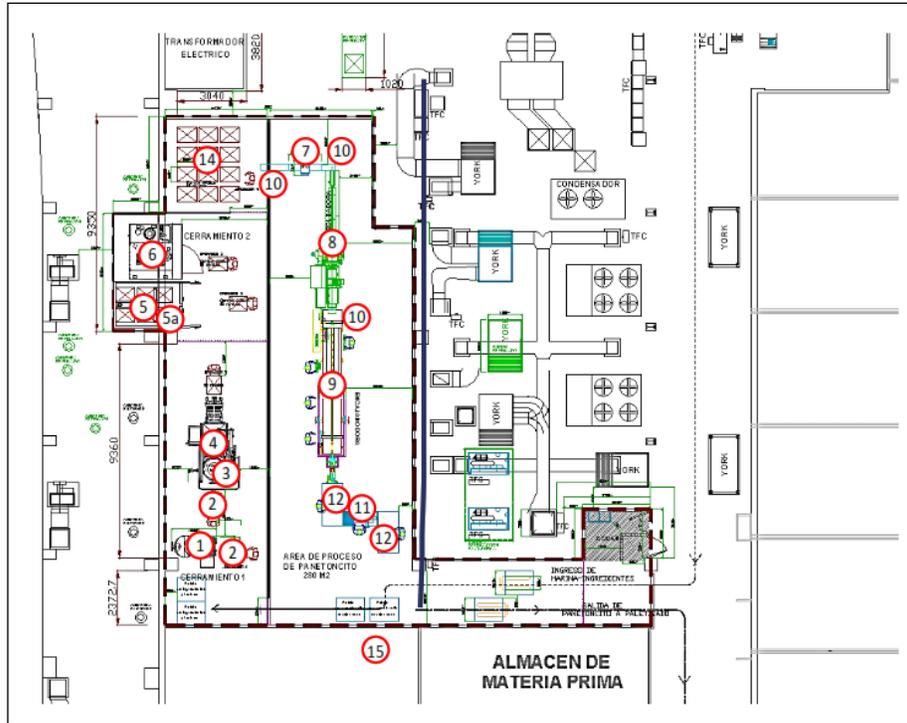
Pesos estimados de los equipos a instalar

Id.	Descripción	Peso estimado (kg)
1	Amasadora (Peso equipo + masa)	1870+300
2	Artesa (Peso + Contenido max.)	373+300
3	Elevador (Peso equipo + masa)	1540+300
4	Divisora boleadora	1010+300
5	Cámara de fermentación (Equipos)	450
5.a	6 Carritos (80kg estim.) + masa (30kgc/u)	110kg (c/u, 6 carritos)
6	Horno (Peso equipo + contenido 100kg estim.)	2430+100
7	Detector de metales (estimado)	120
8	Embolsadora (Peso equipo + contenido 50kg estim.)	800+50
9	Encajonadora (Peso equipo + contenido 100kg estim.)	1800+100
10	Transportador	1150 (390kg c/u, 3 transport.)
11	Encintadora	120
12	Mesa de trabajo	20
13	N° de personas	15
14	12 Carros de 14 niveles (Peso coche y bandejas + contenido)	44+44 (c/u, 12 carros)
15	Carga en almacén	600kg/m ²

La distribución estimada de las cargas descritas es la siguiente:

Figura 152

Distribución de cargas



Adicionalmente, este documento presenta el análisis estructural considerando una distribución de carga por m² de los equipos equivalente a **600 kg/m²**.

CARGA VIVA

Sobrecarga variable = 250 kg/m².



3.3.6 REGLAMENTOS DE REFERENCIA

- NTE E.060: Concreto Armado.
- ACI 318-19
- NTE E.090: Estructuras Metálicas.
- “Specification for Structural Steel Buildings”, AISC 360 (última edición).

3.3.7 COMBINACIONES DE DISEÑO

Las combinaciones se realizan de acuerdo a lo indicado en la NTE E.060 Concreto Armado:

- **1.4*(D+EQUIPOS) + 1.7*L**

D: CARGA MUERTA

L: CARGA VIVA

3.3.8 MATERIALES

- Concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (estructura existente, elementos)
- Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (ASTM A-615 Grado 60)
- Acero estructural: ASTM A-500 Gr-B (para columna de reforzamiento)

$$f_y = 3212 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4079 \text{ kg/cm}^2$$

- Acero estructural: ASTM A-36 (planchas y cartelas metálicas)

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4078 \text{ kg/cm}^2$$

Se realizaron 03 modelos usando el programa Etabs 19 Plus considerando las dimensiones de los elementos de acuerdo al levantamiento de información realizado por ACBIM.

Los modelos a continuación representan a la estructura existente sin elementos de reforzamiento.

La losa encasetonada del modelo 01 (modelo ACBIM) se realizó mediante un elemento tipo membrana de 8cm de espesor, al cual se le incluyó los nervios de 48cm de altura por 12cm de espesor en ambas direcciones. En este modelo, las cargas de los equipos fueron colocados de manera puntual en función al número de apoyos de cada equipo.

El modelo 02 se realizó usando una losa tipo “Waffle”, en el que las dimensiones indicadas anteriormente fueron introducidas directamente en el programa ETABS. En este modelo se aplicó la misma distribución de cargas que el modelo 01.

El modelo 03 presenta una losa similar al modelo 02. Sin embargo, la carga es distribuida por m^2 y equivalente a 600 kg/m^2 para los equipos.

Las cargas calculadas (vivas y muertas) correspondientes fueron aplicadas en el modelo estructural.

Figura 153



3.3.10 Fuerzas Actuantes en los Modelos

A continuación, se muestra los diagramas de fuerza cortante y momento resultante, para cada modelo.

Modelo 01

Diagrama de fuerza cortante última (Ton):

Figura 154

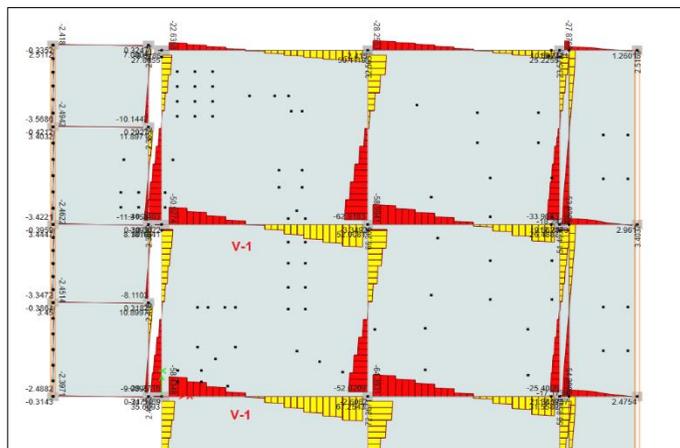
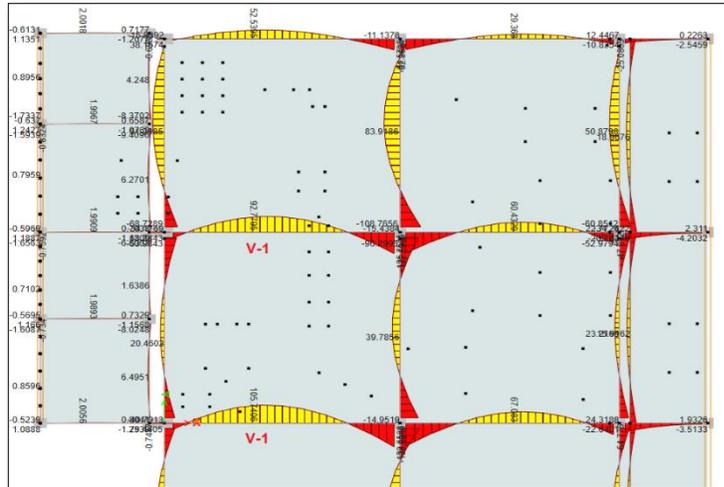


Diagrama de momento flector último (Ton-m):

Figura 155



Modelo 2

Diagrama de fuerza cortante última (Ton):

Figura 156

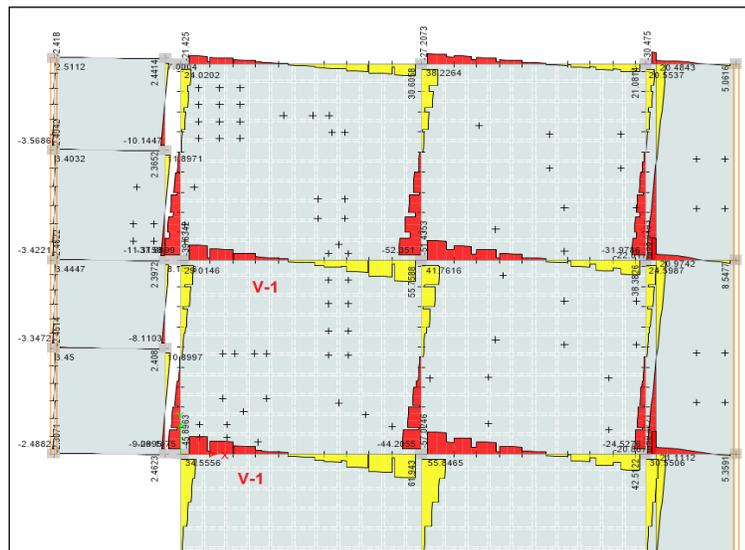
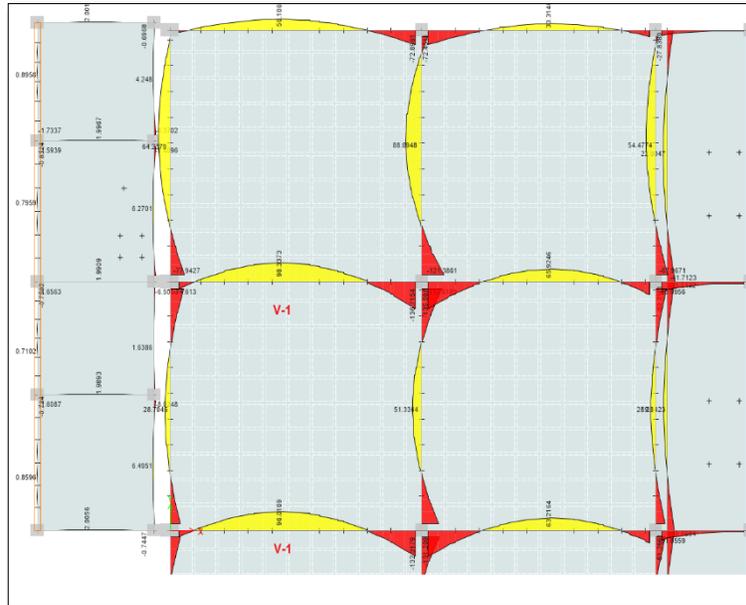


Diagrama de momento flector último (Ton-m):

Figura 157

Diagrama de momento flector último (Ton-m):

Figura 159



La fuerza cortante máxima en las vigas V-1 para cada modelo se indican a continuación:

FUERZAS CORTANTES (Ton)	
MODELO	Vu (Ton)
1	67.25
2	61.9
3	72.3

El momento flector máximo en las vigas V-1 para cada modelo se indican a continuación:

MOMENTO FLECTOR (Ton)	
MODELO	Mu (Ton)
1	105.4
2	86.1
3	98.3



3.3.11 VERIFICACIÓN DE VIGAS EXISTENTES

Se procede a verificar la resistencia de las vigas de 55cm x 100cm.

Resistencia a fuerza cortante

$f'y$	4200	Kg/cm ²		
$f'c$	210	Kg/cm ²		
bw	55	cm		
h	100	cm		
$r \approx$	6	cm		
d	94	cm		
Ln	1000	cm	<u>Ok</u>	
ϕ	0.85		<u>E-0.30</u>	
Vu	72	Ton		<u>Se requiere Estribos OK</u>
Vc	39.71	Ton		
ϕVc	33.75	Ton		<u>La Resist. Es menor que Vu</u>

La distribución de estribos del documento “Verificación estructural de losa de techo confitería para equipos nuevos, realizado por ACBIM” indica:

Estribos $\emptyset 3/8'' = 1 @ 5cm, 10 @ 10cm, Resto @ 25cm.$ a cada lado.

<u>Separación Teórica de Estribos</u>	
Tamaño de estribos:	3/8 pulg
# ramas	2
A_v	1.42 cm ²
s	10 cm
V_s	56.1
ϕV_s	47.7 Ton
$\phi^*(V_c + V_s) \geq V_u$	81.40 Ton
s_{max}	31 cm
S_{max}	47.0 cm

Separación Máx. para proveer un área mínima A_v .

Separación Máxima de estribos según ACI 318 14, En función de V_s

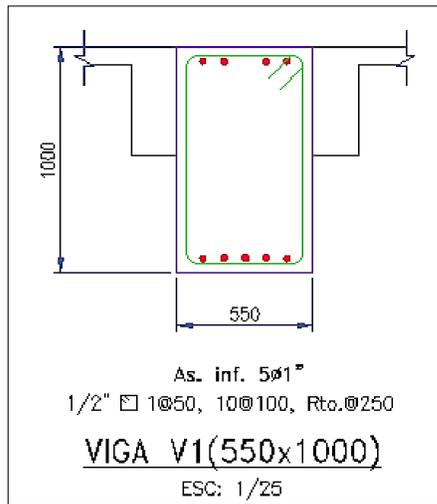
La distribución de estribos existente es adecuada para resistir la máxima fuerza de corte actuante.

Resistencia a momentos flectores

La capacidad de la viga a flexión con el refuerzo instalado (5Ø1") para momento positivo es **84.8**

Ton*m.

La longitud de la viga es **10.233m.**



f_c	210	Kg/cm ²
β₁	0.85	
b	55	cm
h	100	cm
d	94.0	cm
As	25.33	cm ²
Asmin flex	17.233	cm ²
a=	10.8	cm
c=	12.75	cm
Mu	8481479	Kg-cm
Mu	84815	Kg-m
Mu	84.815	Ton-m
Mn	94.24	Ton-m
et=	0.01912	
Φ	0.9	

La capacidad última de la viga a flexión con el refuerzo instalado (4 Ø1") para momento negativo es **68.7 Ton*m.**

f_c	210	Kg/cm ²
β₁	0.85	
b	55	cm
h	100	cm
d	94.0	cm
As	20.27	cm ²
Asmin flex	17.233	cm ²
a=	8.7	cm
c=	10.20	cm
Mu	6870123	Kg-cm
Mu	68701	Kg-m
Mu	68.701	Ton-m
Mn	76.33	Ton-m
et=	0.02464	
Φ	0.9	

El momento positivo actuante en la viga es superior a su capacidad. Por consiguiente, es necesario implementar un sistema de reforzamiento.



Se incorporó columnas de acero de dimensión 12" x 12" x 1/2" ubicadas a 3.97m respecto a una de las columnas de concreto existente que conforman los pórticos (ver ubicación en plano de propuesta de reforzamiento).

El análisis indica los siguientes valores:

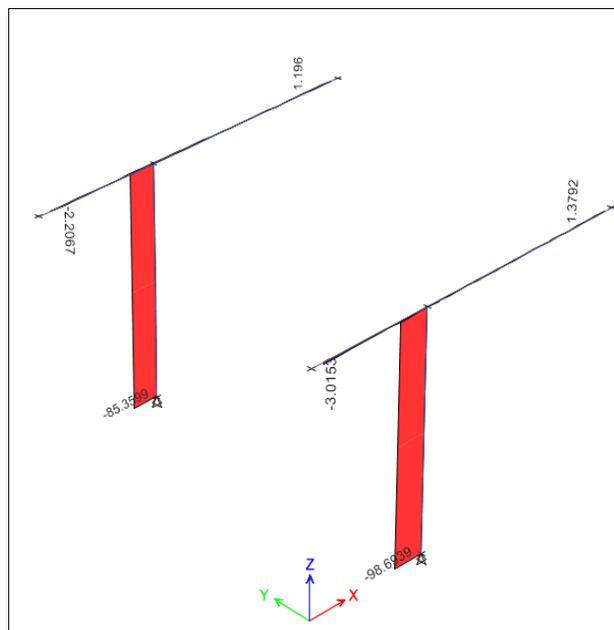
Pu1: 85.4 Ton.

Pu2: 98.7 Ton.

Para el diseño de la columna se usará el mayor valor.

Figura 160

Cargas axiales máximas en columnas de reforzamiento propuestos

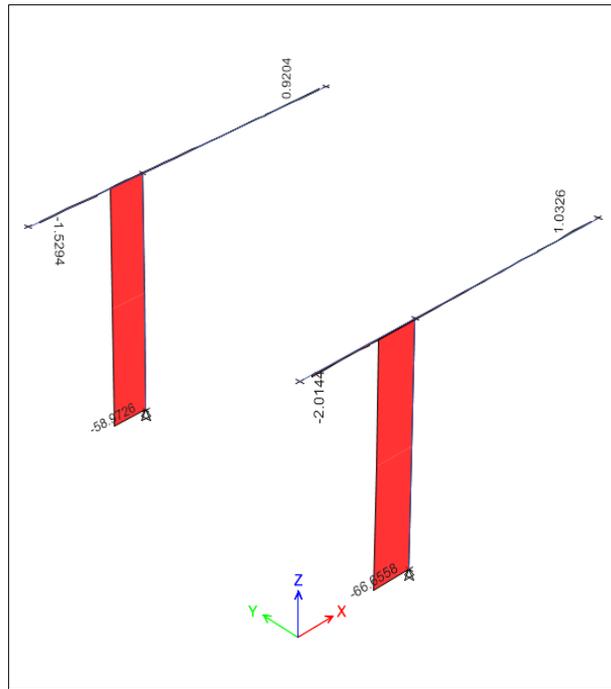


Para el diseño de la cimentación se usará la mayor carga en servicio.

Ps1: 58.97 Ton.

Ps2: 66.65 Ton.

Cargas axiales de servicio en columnas de reforzamiento propuestos



Adicionalmente, para representar las imperfecciones y/o deficiencias en la fabricación y montaje del elemento metálico, el código AISC 360-16 admite un desalineamiento máximo de 1/500 de la longitud:

Considerando una altura de 6m.

$$H_{columna} := 6 \text{ m}$$

$$e_{\text{excentricidad1}} := H_{columna} \cdot \left(\frac{1}{500} \right) = 1.2 \text{ cm}$$

Para representar el desplazamiento lateral por sismo como consecuencia del movimiento de la estructura principal se considera una excentricidad equivalente a la deriva máxima de entrepiso para estructuras de concreto armado (NTE E.030 Diseño Sismorresistente):

$$e_{xcentricidad2} := H_{columna} \cdot 0.007 = 4.2 \text{ cm}$$

Entonces, la excentricidad resultante es:

$$e := e_{xcentricidad1} + e_{xcentricidad2} = 5.4 \text{ cm}$$

El momento último actuante será:

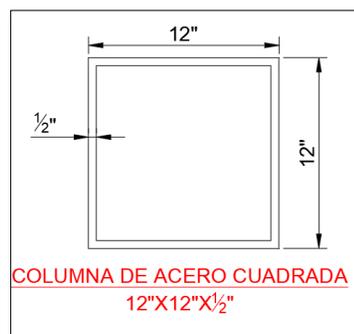
$$M_{actuante} := 65 \text{ tonnef} \cdot e = 3.51 \text{ tonnef} \cdot m$$

3.3.13 DISEÑO DEL SISTEMA DE REFORZAMIENTO

Para la columna metálica se propone un perfil tubular de acero ASTM A-500 con dimensiones 12" x 12" x 1/2":

Figura 162

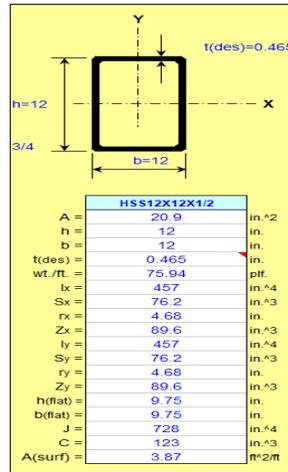
Sección de la Columna de acero para el reforzamiento:



Las propiedades de la columna son las siguientes:

Figura 163

Propiedades de la sección de acero escogida



El AISC 360 indica el espesor de diseño para perfiles tubulares:

Espesor de Diseño para Secciones HSS.

El espesor de diseño t , en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW).

Se revisa los límites de esbeltez para elementos sometidos a flexo-compresión.

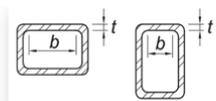
M a t e r i a l

A 500 G r B

F_y 2953 kgf/ cm²

F_u 4077.8 kgf/ cm²

b	12	in
t	0.465	in
	25.8	ok
		ok
$1.40 \cdot \text{raiz}(E/F_y)$	37.33	
$1.12 \cdot \text{raiz}(E/F_y)$	29.87	
L	600	cm
r	11.8872	cm
k	1	
kL/r	50.5	< 200... Elemento en Compr.



6	Walls of rectangular HSS	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
17	Flanges of rectangular HSS	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Los límites de esbeltez fueron extraídos de las tablas B4. 1a, y B4.1b. del AISC 360. Sin embargo, considerando que se trata de una estructura importante se ha limitado la esbeltez a 80 según la práctica profesional.

Se procede a calcular la capacidad a carga axial de la columna según el capítulo E3 del AISC 360:

Figuras 164

Proceso de diseño de la columna metálica según el AISC 360

E3. PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

Esta sección aplica para miembros solicitados en compresión con secciones compactas y no compactas, como se define en Sección B4 para elementos en compresión uniforme.

Nota: Cuando la longitud torsional no arriostrada es mayor que la longitud lateral no arriostrada, esta sección puede controlar el diseño de columnas de ala ancha y formas similares.

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_c A_g \quad (E3-1)$$

La tensión de pandeo por flexión, F_c , se determina como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{E} \leq 2,25$)

$$F_c = \left[0,658 \frac{F_y}{E} \right] F_y \quad (E3-2)$$

Datos de Columna			
$d(cm)$	30.48	$A_g(cm^2)$	134.838
$bf(cm)$	30.48	$r_y(cm)$	11.9
$tf(cm)$	1.2	$J(cm^4)$	30301.6
$tw(cm)$	1.2		
$S_x(cm^3)$	1248.7	$I_x(cm^4)$	19022
$Z_x(cm^3)$	1468.3	$I_y(cm^4)$	19022

Geometria			
L_b	6	m	Long. Libre de la Columna
k	1		Sistema arriostrado
$K*L_b/r_{min}$	50.5		
Resistencia a Compresión (1 Rev)			
$4.71\text{raiz}(E/F_y)$	124		
F_e	7901	kgf/cm ²	Tensión de pandeo elástico
Caso A	2525	kgf/cm ²	Aplica
F_{cr}	2525.3	kgf/cm ²	
P_n	341	tonnef	
Ø*P_n	306	tonnef	Resistencia de diseño a Compresión

Para el cálculo del momento resistente se aplica la sección F7 del AISC 360:

F7. PERFILES TUBULARES CUADRADOS Y RECTANGULARES	
<p>Esta sección aplica a miembros de sección tubular cuadrado y rectangular flectados en torno a cualquier eje, teniendo almas compactas o no compactas y alas compactas, no compactas, o esbeltas como se define en Sección B4.</p> <p>La resistencia de flexión nominal, M_n, debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala, y pandeo local del alma en flexión pura.</p> <p>Nota: HSS rectangulares muy largas flectadas sobre su eje mayor están sujetas a pandeo lateral-torsional; sin embargo, la Especificación no entrega ecuación para este estado límite dado que la deflexión controlara para todos los casos razonables.</p>	
Capítulo F Sección F8	Diseño de miembros en flexión 125
1. Fluencia	
Ce	$M_n = M_p = F_y Z \quad (F7-1)$ <p>donde</p> <p>Z = módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión, cm³ (mm³).</p>

$$f_Y := 2953 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Z_x := 89.6 \text{ in}^3 = 1468.281 \text{ cm}^3$$

$$M_n := f_Y \cdot Z_x = 43.358 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_u := M_n \cdot 0.90 = 39.023 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resultados

Resistencia de Diseño a Compresión	306
Resistencia de Diseño a Flexión	39.0

$$I := \text{if} \left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n_{C1}}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n_{C1}}} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_{n_{C1}}}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n_{C1}}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_{n_{C1}}} \right)$$

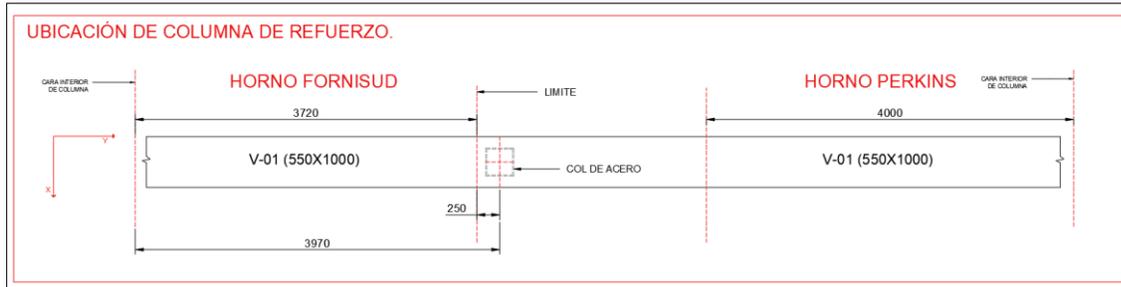
D / C 0.38 *Ok*

La resistencia del perfil es adecuada y su dimensionamiento está gobernado por esbeltez.

3.3.14 Análisis de Viga de Concreto incluyendo el Reforzamiento

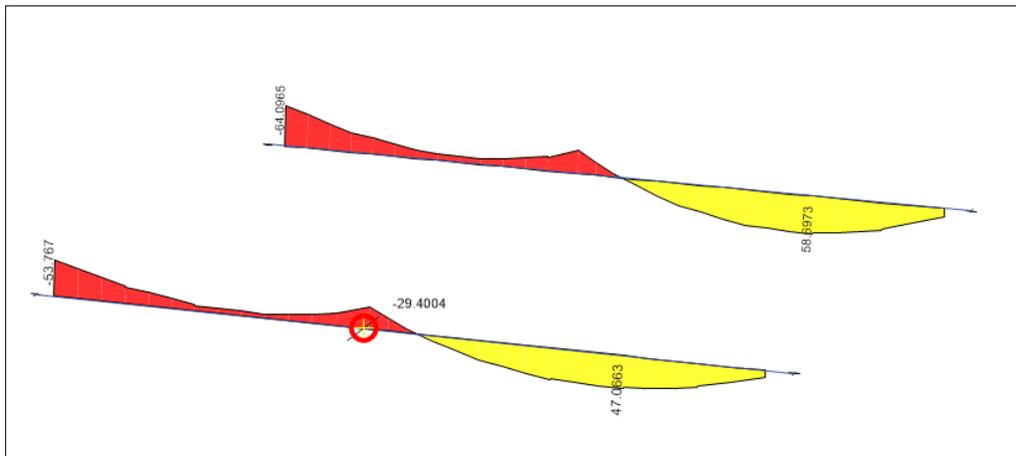
El reforzamiento (columna metálica) se ubicará según el siguiente esquema:

Figura 165



A continuación, se muestra la reducción de los momentos flectores últimos (Ton-m) considerando la propuesta de reforzamiento planteada:

Figura 166

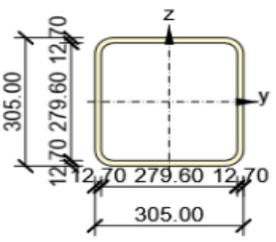


Los valores resultantes son menores a la capacidad de las vigas a flexión. Por consiguiente, el sistema de reforzamiento es adecuado.

El diseño de la placa base se realizó usando el programa Idea Statica Connection 10:

Figuras 167:

Proceso de diseño de la placa base

Secciones							
Nombre	Material	Dibujo					
1 - HSS(Imp)12X12X1/2	A500, Gr. B						

Anclajes				
Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm ²]
5/8 A193 B7	5/8 A193 B7	15.88	861.8	197.93

Cargas (No se requiere el equilibrio)							
Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-967.0	0.0	0.0	0.0	34.4	0.0

Bloque de la cimentación		
Ítem	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones	600.00 x 600.00	mm
Profundidad	1300.00	mm
Anclaje	5/8 A193 B7	
Longitud del anclaje	300.00	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Fricción	

Verificación		
Resumen		
Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	Aceptar
Placas	0.0 < 5%	Aceptar
Deformación loc.	0.1 < 3%	Aceptar
Anclajes	20.6 < 100%	Aceptar
Soldaduras	75.7 < 100%	Aceptar
Bloque de hormigón	34.7 < 100%	Aceptar
Cortante	0.0 < 100%	Aceptar
Pandeo	No calculado	

Placas

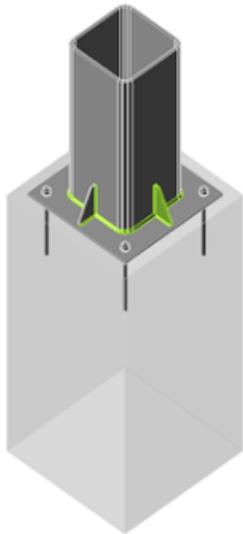
Nombre	Material	F_y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	Estado de la verificación
COL	A500, Gr. B	290.0	12.7	LE1	174.8	0.0	Aceptar
BP1	A36	248.2	12.0	LE1	170.7	0.0	Aceptar
RIB1	A36	248.2	6.0	LE1	188.9	0.0	Aceptar
RIB2	A36	248.2	6.0	LE1	146.6	0.0	Aceptar
RIB3	A36	248.2	6.0	LE1	81.2	0.0	Aceptar
RIB4	A36	248.2	6.0	LE1	146.5	0.0	Aceptar

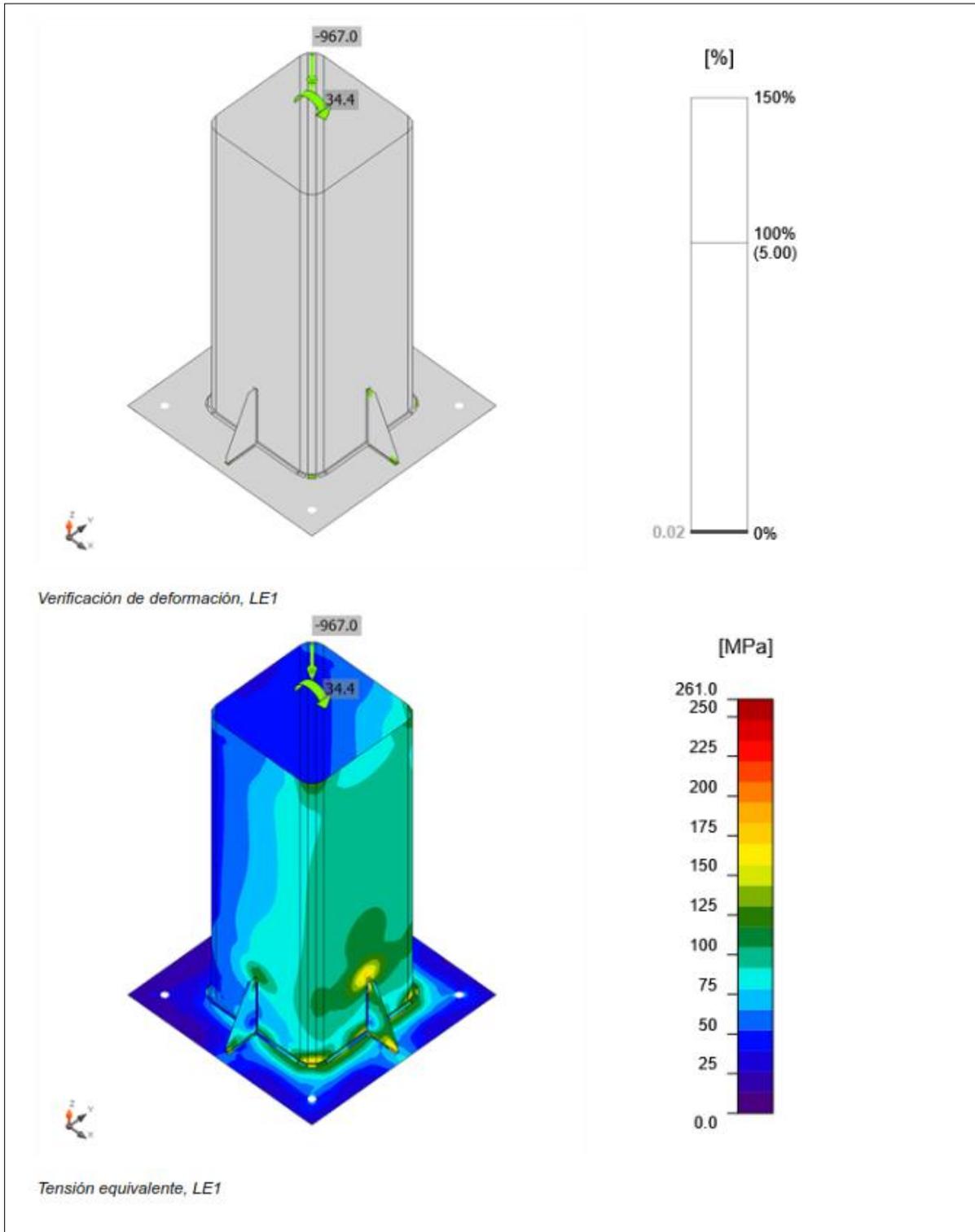
Datos de diseño

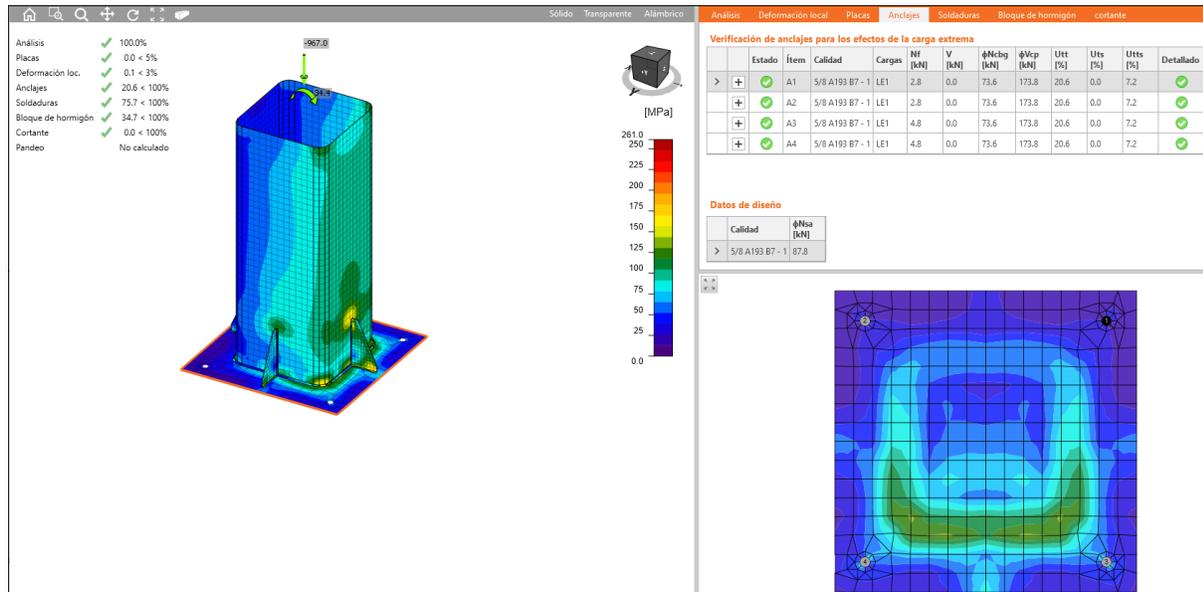
Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
A500, Gr. B	290.0	5.0
A36	248.2	5.0

Deformación loc.

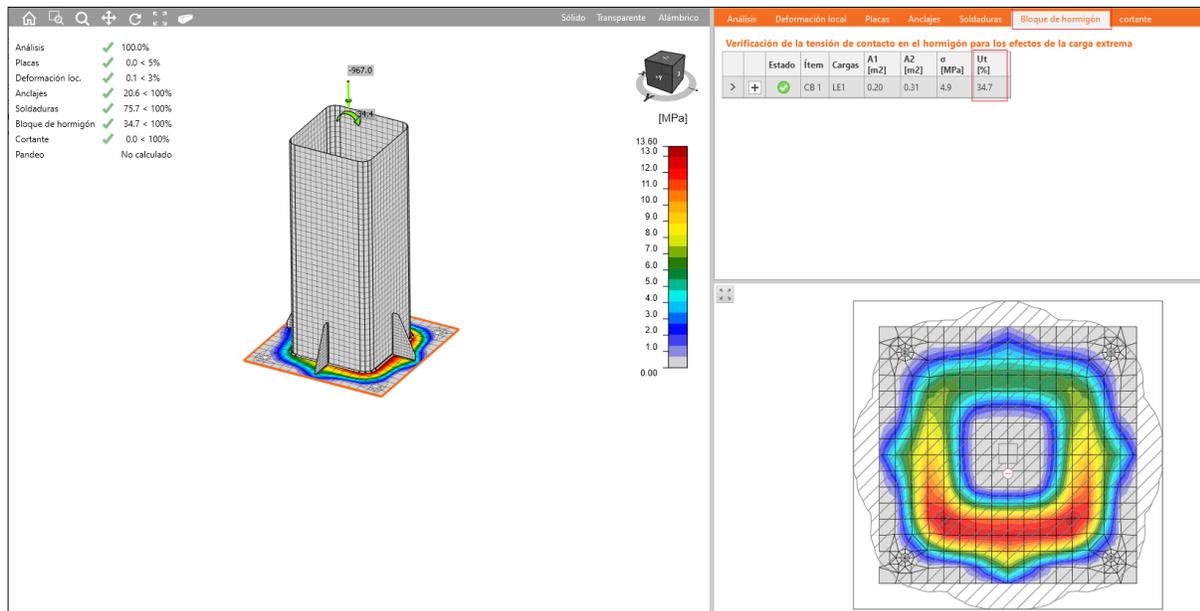
Nombre	d_0 [mm]	Cargas	δ [mm]	δ_{lim} [mm]	δ/d_0 [%]	Estado de la verificación
COL	305.00	LE1	0.18	9.15	0.1	Aceptar





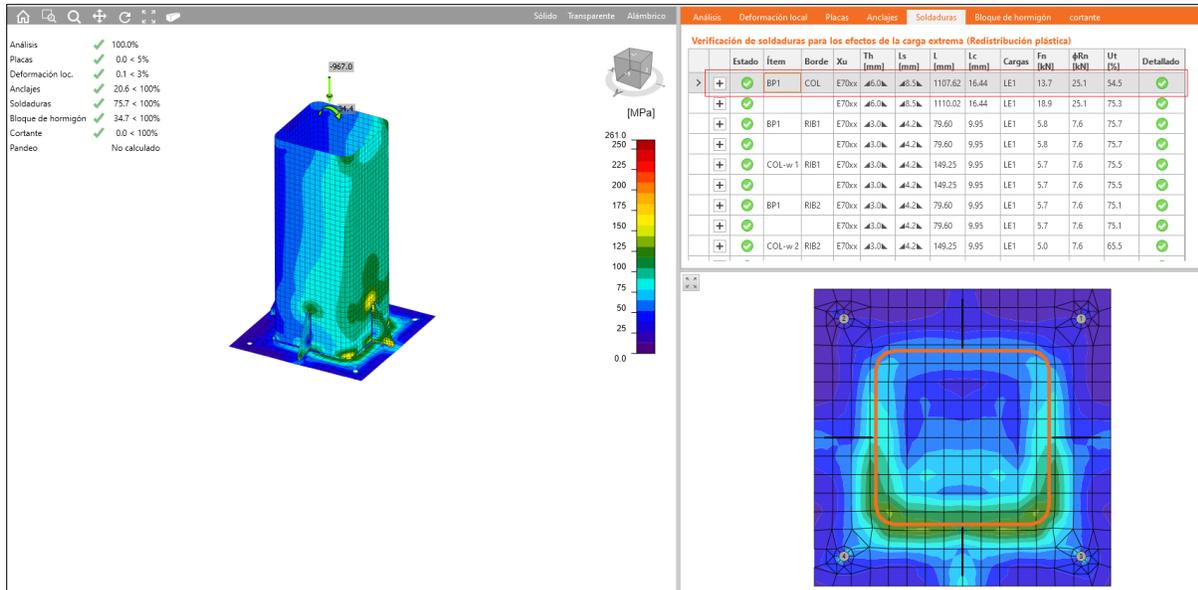


Resultados del esfuerzo en el concreto:



Espesores de garganta de soldadura:

Para la unión de la placa base y la columna se requiere un tamaño de garganta $t_h=6\text{mm}$.



3.3.15 Diseño de la Cimentación

Para el diseño de la cimentación se usará las siguientes condiciones de cimentación:

Figuras 168

RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
TIPO DE CIMENTACIÓN	ZAPATA AISLADA
ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACIÓN	GRAVA ARENOSA CON CONTENIDO VARIABLE DE FINOS, MEDIANAMENTE DENSA.
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	MÍNIMO 1.80m. RESPECTO AL NIVEL DE PISO TERMINADO.
PRESIÓN ADMISIBLE (CAPACIDAD PORTANTE)	3.15 kg/cm ² (ZAPATAS CUADRADAS)

Project: _____ Page # _____
 Engineer: GOLDEN TOWER CONSTRUCTION 14/04/2021
 Descrip: PROYECTO MINIONS

ASDIP Foundation 4.4.2

SPREAD FOOTING DESIGN

www.asdipsoft.com

GEOMETRY

Footing Length (X-dir)	1.55	m	
Footing Width (Z-dir)	1.55	m	
Footing Thickness	50.0	cm	OK
Soil Cover	1.00	m	
Column Length (X-dir)	60.0	cm	
Column Width (Z-dir)	60.0	cm	
Offset (X-dir)	0.00	cm	OK
Offset (Z-dir)	0.00	cm	OK
Pedestal Height	1.30	m	

SOIL PRESSURES (Service)

Gross Allow. Soil Pressure ..	31.5	Tn/m ²	
Soil Pressure at Corner 1	31.0	Tn/m ²	
Soil Pressure at Corner 2	31.0	Tn/m ²	
Soil Pressure at Corner 3	31.0	Tn/m ²	
Soil Pressure at Corner 4	31.0	Tn/m ²	
Bearing Pressure Ratio	0.98		OK
Ftg. Area in Contact with Soil ..	100.0	%	
X-eccentricity / Ftg. Length	0.00		OK
Z-eccentricity / Ftg. Width	0.00		OK

APPLIED LOADS

	Service	Factored	
Axial Force P	66.7	98.7	Tn
Moment about X Mx	0.0	3.5	Tn-m
Moment about Z Mz	0.0	0.0	Tn-m
Shear Force Vx	0.0	0.0	Tn
Shear Force Vz	0.0	0.0	Tn

MATERIALS

Column Concrete f'c	240.0	Kg/cm ²
Column Dowels fy	4200.0	Kg/cm ²
Column Ties fy	4200.0	Kg/cm ²
Footing Concrete f'c	210.0	Kg/cm ²
Footing Rebars fy	4200.0	Kg/cm ²
Soil Cover Density	1800.0	Kg/m ³

OVERTURNING CALCULATIONS (Comb: Service)

OVERTURNING

	Force	Arm	Moment
	Tn	m	Tn-m
- About X-X			
Moment Mx	---	---	0.0
Shear Force Vz	0.0	1.80	0.0
Passive Pressure	0.0	0.20	0.0
Rh =	0.0	OTM =	0.0
- About Z-Z			
Moment Mz	---	---	0.0
Shear Force Vx	0.0	1.80	0.0
Passive Pressure	0.0	0.20	0.0
Rh =	0.0	OTM =	0.0

RESISTING

	Force	Arm	Moment
	Tn	m	Tn-m
- About X-X			
Footing Weight ..	2.9	0.78	2.2
Column Weight ..	1.1	0.78	0.9
Soil Cover	3.7	0.78	2.8
Axial Force P	66.7	0.78	51.7
Water Buoyancy .	0.0	0.78	0.0
Rv =	74.4	RM =	57.6
- About Z-Z			
Footing Weight ..	2.9	0.78	2.2
Column Weight ..	1.1	0.78	0.9
Soil Cover	3.7	0.78	2.8
Axial Force P	66.7	0.78	51.7
Water Buoyancy .	0.0	0.78	0.0
Rv =	74.4	RM =	57.6

	X-X	Z-Z	
Arm of Vertical Resultant =	0.78	0.78	m
Overtuning Safety Factor =	99.99	99.99	> 1.5

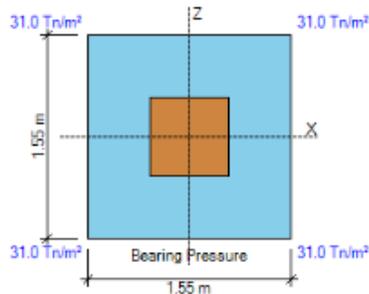
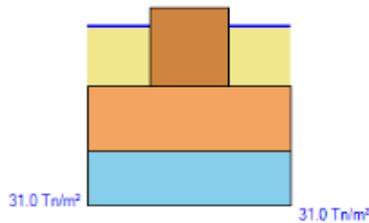
OK

Project: _____ Page # _____
 Engineer: GOLDEN TOWER CONSTRUCTION 14/04/2021
 Descrip: PROYECTO MINIONS

ASDIP Foundation 4.4.2

SPREAD FOOTING DESIGN

www.asdipsoft.com

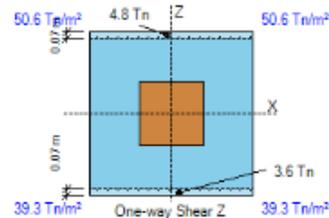
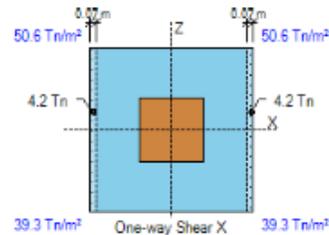


SLIDING (combDlg. Service)

Footing-Soil Friction Coeff.	0.45
Friction Force at Base	33.5 Tn
Passive Pressure Coeff. Kp	2.77
	<u>X-X</u> <u>Z-Z</u>
Passive Force @ Ftg ...	4.8 4.8 Tn
Horiz. Resisting Force	38.3 38.3 Tn
Horiz. Sliding Force	0.0 0.0 Tn
Sliding Safety Factor ...	99.99 99.99 > 1.5 OK

UPLIFT (Comb: Service)

Uplift Force P	0.0 Tn
Pedestal Selfweight	1.1 Tn
Footing Selfweight	2.9 Tn
Soil Cover Weight	3.7 Tn
Downward Force W	7.7 Tn
Uplift Safety Factor	99.99 > 1.0 OK



PUNCHING SHEAR (Comb: Factored)

Unbalanced Moment Factor γ_{vx} ...	0.40
Unbalanced Moment Factor γ_{vz} ...	0.40
Punching Shear due to Axial	5.7 Kg/cm ²
Punching Shear due to Mx	0.2 Kg/cm ²
Punching Shear due to Mz	0.0 Kg/cm ²
Punching Shear Stress V_u	5.9 Kg/cm ²
Effective Perimeter b_o	255.9 cm
Average Effective Depth d	40.9 cm
Column Location Factor α_s	20 (Corner)
Column Aspect Ratio β	1.00
Punching Shear Strength ϕV_c ..	10.9 Kg/cm ²
Punching Shear Ratio $V_u/\phi V_c$	0.54 OK

ONE-WAY SHEAR (Comb: Factored)

	- Side	+ Side	
One-way Shear V_{ux} ...	4.2	4.2	Tn
One-way Shear V_{uz} ...	3.6	4.8	Tn
Under-strength ϕ Factor	0.75		
One-way Shear Strength ϕV_{cx}	37.2		Tn OK
One-way Shear Strength ϕV_{cz}	35.8		Tn OK
Max. One-way Shear Ratio $V_u/\phi V_c$..	0.13		OK

FLEXURE (Comb: Factored)

- Top Bars -

	- Side	+ Side	
Bending Moment - M_{ux} ...	0.0	0.0	Tn-m
Bending Moment - M_{uz} ...	0.0	0.0	Tn-m

No Top Reinforcement Provided at the Footing

Use Plain Concrete Flexural Strength at Top

X-Bars Development Length Ratio ..	N.A.
Z-Bars Development Length Ratio ..	N.A.
Min. Top Steel Area Ratio	N.A.
Under-strength ϕ Factor	0.60
Bending Strength - ϕM_{nx}	7.5 Tn-m OK
Bending Strength - ϕM_{nz}	7.5 Tn-m OK
Max. Bending Ratio - $M_u/\phi M_n$	0.00 OK

- Bottom Bars -

	- Side	+ Side	
Bending Moment + M_{ux} ...	6.5	8.0	Tn-m
Bending Moment + M_{uz} ...	7.2	7.3	Tn-m

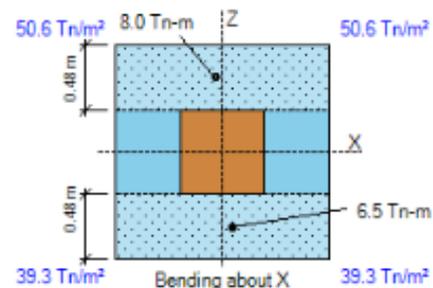
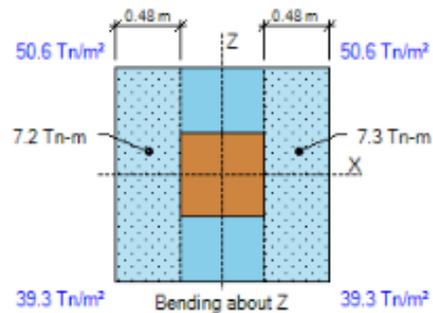
Use 7 #5 Bars Parallel to X (Bot) , $d = 41.7$ cm

Use 7 #5 Bars Parallel to Z (Bot) , $d = 40.1$ cm

X-Bars Development Length Ratio ..	0.71	OK
Z-Bars Development Length Ratio ..	0.71	OK
Min. Bottom Steel Area Ratio	1.00	OK
Under-strength ϕ Factor	0.90	
Bending Strength + ϕM_{nx}	20.7	Tn-m OK
Bending Strength + ϕM_{nz}	21.5	Tn-m OK
Max. Bending Ratio + $M_u/\phi M_n$	0.39	OK

LOAD TRANSFER (Comb: Factored)

Bearing Under-strength ϕ Factor	0.65
<i>Use 12 #6 x 1.25 m hooked dowels , $A_s = 34.06$ cm²</i>	
Bearing Stress P_{bu}	37.1 Kg/cm ²
Column Bearing Strength ϕP_n ...	158.4 Kg/cm ² OK
Footing Bearing Strength ϕP_n ...	257.9 Kg/cm ² OK
Shear Force Transfer V_u	0.0 Tn
Shear Friction Strength ϕV_n	64.4 Tn OK
Min. Steel Area $A_s = 0.005 A_1$...	18.00 cm ² OK
Develop. Length Ratio at Column	0.24 OK
Develop. Length Ratio at Footing	0.36 OK

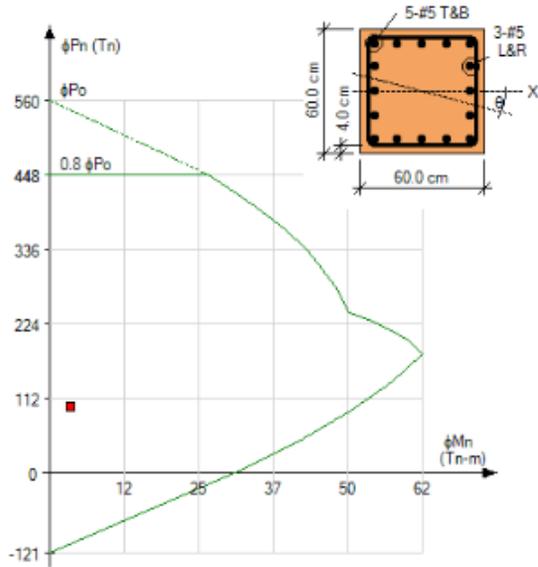


DESIGN CODES

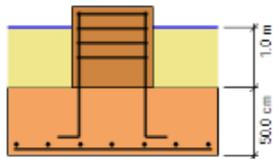
Concrete Design	ACI 318-14
Load Combinations	User-defined

COLUMN (Comb: Factored)

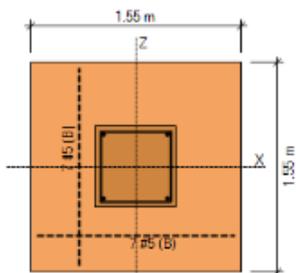
Axial Load P_u	100.0 Tn
Bending Moment M_u	3.5 Tn-m
Axial Strength ϕP_n	446.3 Tn
Flexural Strength ϕM_n	50.4 Tn-m
Biaxial Strength Ratio	0.22 OK



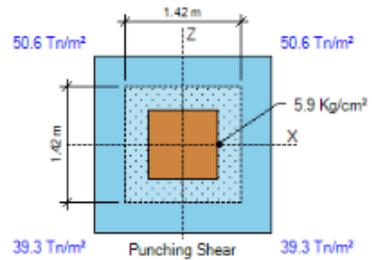
INTERACTION DIAGRAM AT $\theta = 0^\circ$
 Controlling Load Comb: Factored



ELEVATION



PLAN



Punching Shear

- El reforzamiento propuesto por GTC (columna metálica) es adecuado y brinda una mejora significativa en la reducción de las cargas actuantes en las vigas. Por lo tanto, no es necesaria la instalación de fibra de carbono en las vigas V-01 materia de este Informe, con lo cual se ahorran todas las complicaciones constructivas que podría conllevar la presencia de equipos e instalaciones en las zonas de intervención.
- Este Informe únicamente proporciona una solución alternativa al reforzamiento con fibra de carbono propuesto por ACBIM para las vigas V-01.
- Se realizaron 03 modelos usando el programa Etabs 19 Plus considerando las características descritas en el subtítulo “Análisis estructural” página 07 de este documento. Se escogieron las mayores solicitaciones de carga de manera conservadora para efectos de la verificación global de la estructura.
- Del análisis realizado, las vigas que requieren un sistema de reforzamiento son las V-01.

3.3.17 Evaluación estructural de Losa maciza.

OBJETIVO

Realizar trabajos de verificación estructural minimizando el riesgo de generación de polvo en la zona debido a ambientes de fabricación aledaños.

3.3.18 Levantamiento de Información de losa maciza existente.

El personal de Golden tower Construction realizó perforaciones con una broca delgada en distintas zonas de la cara inferior de la losa. Se realizó una perforación de 25cm. x 25cm. aproximadamente.

Trabajos de verificación en losa maciza



Posteriormente, se realizó la verificación del acero de refuerzo usando el equipo Profoscope en la zona superior e inferior.

El resultado fue el siguiente:

- Acero de refuerzo inferior distribuido en dos direcciones de $\varnothing 1/2'' @ 20\text{cm}$. La distancia de este acero desde la cara inferior de la losa es de 7.0 cm (recubrimiento).
- Acero de refuerzo superior distribuido en dos direcciones de $\varnothing 1/2'' @ 25\text{cm}$. La distancia de este acero desde la cara superior de la losa es de 4 a 6cm (recubrimiento).

El espesor de la losa es de 25 cm.

Figuras 169

Mediciones del acero de refuerzo y datos geométricos



El número de varillas de refuerzo inferior encontrados en la viga V-06 inspeccionada es de 05 unidades.

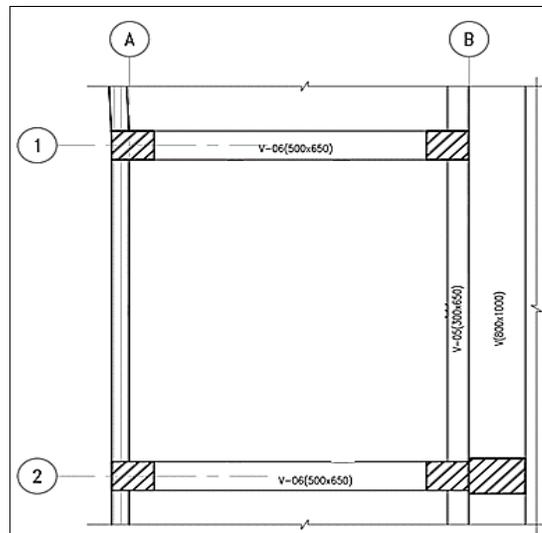
El diámetro de las barras inferiores no se pudo determinar.

La viga tiene dimensiones de 50cm x 63cm.

Previamente, la empresa “AC-BIM”, realizó el levantamiento de información del área. Para el análisis estructural, se va a considerar el peralte de todas las vigas de apoyo de 63cm.

Se muestra el esquema presentado por la empresa “AC BIM” en sus planos de reforzamiento entregados, donde proponen un sistema de reforzamiento del área:

Vista en Planta de zona de análisis



3.3.19 Ensayos de Campo

Se realizaron los siguientes ensayos:

Esclerometría.

La Norma Técnica Peruana (NTP 339.181) establece las disposiciones para el cálculo y determinación de un número de rebote en el concreto endurecido, el mismo que se usará para determinar los resultados de esta prueba de campo.

Debido a la incertidumbre inherente en la estimación de la resistencia, este método de ensayo no se utiliza como base para la aceptación o rechazo del concreto, sin embargo, para el estudio de esta investigación y con propósito de tener un acercamiento más cercano a la realidad de la calidad de uniformidad y resistencia del concreto en la edificación existente, se ha visto conveniente la utilización de este ensayo no destructivo.

La extracción y ensayo fueron conforme a la NTP 339.059 (Obtención y Ensayo de Testigos Diamantinos) y NTP 339.034 (Compresión en Probetas Cilíndricas de Concreto).

Para las pruebas de esclerometría, se realizó directamente en la losa a analizar, se preparó la losa retirando un recubrimiento de 5cm.

La extracción de la probeta se realizó en una Columna aledaña al lugar de estudio.

Figuras 171

Ensayos realizados en la zona de intervención



Los resultados del estudio fueron los siguientes:

La resistencia estimada por el esclerómetro es:

TIPO DE MARTILLO	FECHA DE CALIBRACIÓN	ORIENTACIÓN	REBOTES									
Esclerómetro IWIN HT225	1/02/2021	VERTICAL	16	16	14	16	14	14	20	16	20	20

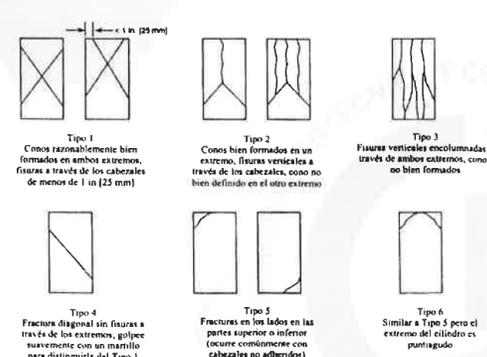
PROMEDIO (S)
17

DESVIACIÓN ESTÁNDAR
2.50

Resistencia a la Compresión (kgf/cm ²)
150kgf/cm ² aproximadamente

El resultado de la rotura de probeta es el siguiente, f'_c : 142.3 kg/cm².

Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens ASTM C39/C39M-18											
Identificación	Fecha de Extracción	Fecha de Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Peso (kg)	PUC (kg/m ³)	Tipo de Falla	RELACIÓN ALTURA / DIÁMETRO	Fuerza Máxima (kg)	Esfuerzo (kg/cm ²)	
Columna	15/4/2021	18/4/2021	6.79	7.25	0.563	2145	2	1.07	5789.0	142.3 kg/cm ²	



Tipo 1
Conos razonablemente bien formados en ambos extremos, fisuras a través de los cabezales de menos de 1 in (25 mm)

Tipo 2
Conos bien formados en un extremo, fisuras verticales a través de los cabezales, como no bien del fondo en el otro extremo

Tipo 3
Fisuras verticales en columnas a través de ambos extremos, conos o bien formados

Tipo 4
Fractura diagonal sin fisuras a través de los extremos, golpee suavemente con un martillo para distinguirla del Tipo 1

Tipo 5
Fracturas en los lados en las partes superior o inferior (ocurre comúnmente con cabezales no adheridos)

Tipo 6
Similar a Tipo 5 pero el extremo del cilindro es punteado

8.2 If the specimen length to diameter ratio is 1.75 or less, correct the result obtained in 8.1 by multiplying by the appropriate correction factor shown in the following table Note 11:

L/D:	1.75	1.50	1.25	1.00
Factor	0.98	0.98	0.93	0.87

Use interpolation to determine correction factors for L/D values between those given in the table.

Fuente: ASTM C39

FIG. 1 Esquema de los Modelos de Fractura Típicos

La losa presenta una resistencia a compresión del concreto f'_c : 150 kgf/cm² aproximadamente.

3.3.20 Cargas para incorporar en la losa maciza

Para el análisis de la losa maciza se usará las siguientes cargas:

Carga permanente

- Peso propio de elementos estructurales (vigas, losas).
- Acabados 01 = 240 kg/m² (conservadoramente en el análisis por elementos finitos).
- Acabados 02 = 100 kg/m² (para análisis con el método de coeficientes)
- Instalaciones existentes (CI, AA, frío, bandejas eléctricas) sobre losa = 70 kg/m² (sólo considerado en el análisis por elementos finitos).

Se menciona que la carga por instalaciones existentes en la zona de verificación (losa maciza) no cuenta con instalaciones adicionales inferiores (bandejas eléctricas, entre otros).

Carga de Equipos en losa maciza

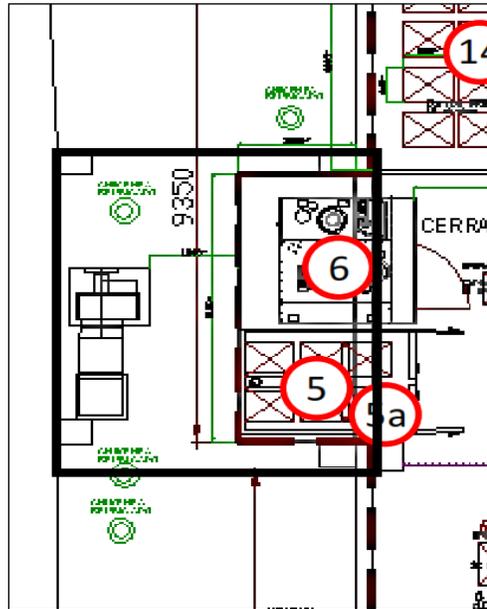
- Peso de equipos a instalar en el lugar:

Figura 171

Id.	Descripción	Peso estimado (kg)
1	Amasadora (Peso equipo + masa)	1870+300
2	Artesa (Peso + Contenido max.)	373+300
3	Elevador (Peso equipo + masa)	1540+300
4	Divisora boleadora	1010+300
5	Cámara de fermentación (Equipos)	450
5.a	6 Carritos (80kg estim.) + masa (30kgc/u)	110kg (c/u, 6 carritos)
6	Horno (Peso equipo + contenido 100kg estim.)	2430+100
7	Detector de metales (estimado)	120
8	Embolsadora (Peso equipo + contenido 50kg estim.)	800+50
9	Encajonadora (Peso equipo + contenido 100kg estim.)	1800+100
10	Transportador	1150 (390kg c/u, 3 transport.)
11	Encintadora	120
12	Mesa de trabajo	20
13	N° de personas	15
14	12 Carros de 14 niveles (Peso coche y bandejas + contenido)	44+44 (c/u, 12 carros)
15	Carga en almacén	600kg/m ²

La distribución estimada de las cargas descritas es la siguiente:

Figura 172



Carga Viva

- Sobrecarga variable = 200 kg/m^2

Materiales para el análisis de la losa maciza

- Concreto: $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ (Resultado de ensayos realizados por GTC)
- Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (ASTM A-615 Grado 60)

3.3.21 Análisis Estructural de losa maciza

Se realizó un modelo tridimensional en el programa ETABS 19 Plus con licencia.

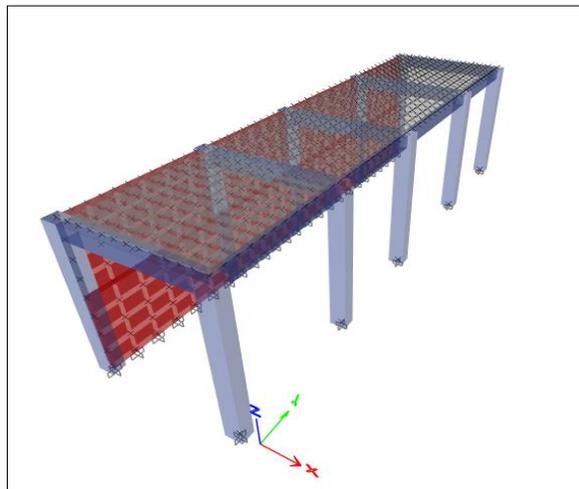
Para el análisis por elementos finitos se consideró a la losa maciza con un espesor de 25cm. debido a la inspección visual realizada. El tipo de modelo para la losa es Shell thin, y se consideró sus inercias a flexión reducidas por la fisuración, conservadoramente.

Para el análisis por el método de los coeficientes se consideró el espesor bruto de la losa de 25cm. (Para el cálculo del peso propio de la losa).

A continuación, se presenta la verificación estructural de la losa maciza considerando adicionalmente un método de diseño mencionado en el numeral 13.7 de la NTE E.060 “Concreto Armado”, llamado “método de diseño de coeficientes para losas apoyadas en vigas o muros”.

Figura 173

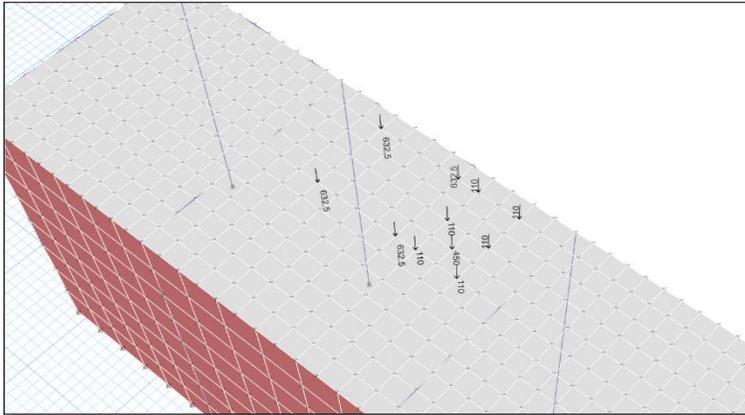
Vista tridimensional del bloque analizado.



Se muestra las cargas puntuales en relación a los apoyos para cada equipo (en kg):

Figura 174

Cargas puntuales incorporadas (kg) en el programa ETABS 19:



Se muestra las cargas distribuidas por m^2 e incorporadas en el programa ETABS 19 (el peso propio de los elementos estructurales se calcula automáticamente por el programa):

Figura 175

Cargas incorporadas por m^2 en el programa ETABS 19

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
Dead	310
Live	200

Los diagramas de momento para cada dirección se presentan a continuación:

Momentos positivos y negativos de diseño en dirección M_{1-1} (Kg*m/m):

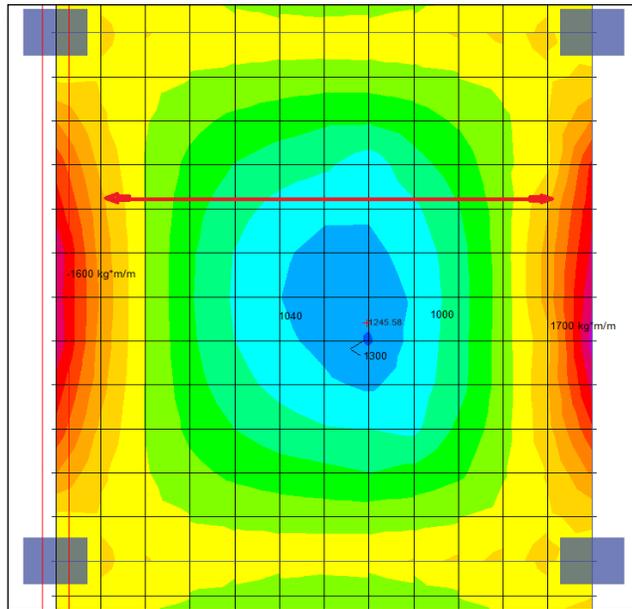
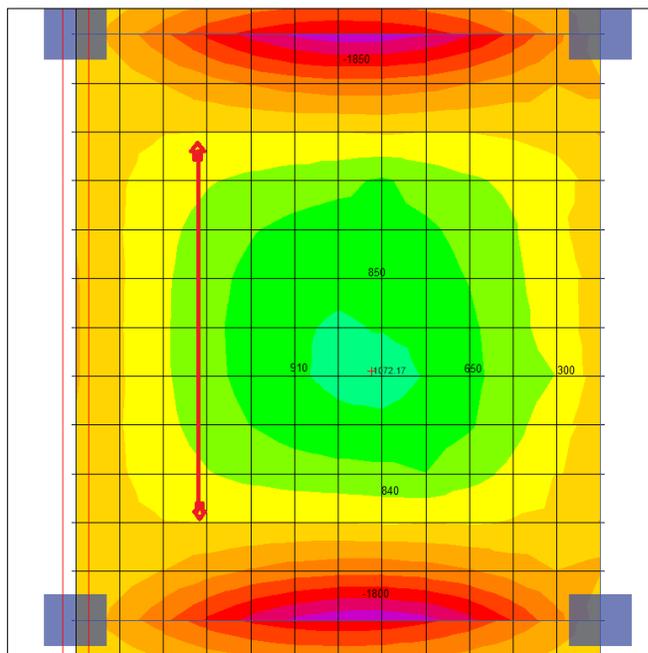


Figura 177

Momentos positivos y negativos de diseño en dirección M_{22} (Kg*m/m):



Los momentos máximos para la verificación son los siguientes:

Figura 178

Resultados de los momentos máximos actuantes, analizado mediante Elementos finitos:

$$M_{a\text{positivo}} := 1300 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot 1 \text{ m} = 1.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{b\text{positivo}} := 1072.17 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot 1 \text{ m} = 1.072 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{a\text{negativo}} := 1700 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot 1 \text{ m} = 1.7 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{b\text{negativo}} := 1850 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot 1 \text{ m} = 1.85 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Los valores escogidos son los máximos en cada punto (conservadoramente, debido a que realmente se deberá de considerar un promedio de los valores en la dirección de análisis). Para el caso de los momentos negativos, estos fueron revisados en la cara de cada viga de apoyo.

Los momentos positivos y negativos calculados por el método de elementos finitos y el método de coeficientes son los siguientes:

MOMENTOS ACTUANTES POSITOS MAXIMOS (Ton*m)		
LOSA MACIZA M11		
Elementos finitos	Método coeficiente	PROMEDIO "Mu11 + "
1.3	0.7	1.0

MOMENTOS ACTUANTES POSITOS MAXIMOS (Ton*m)		
LOSA MACIZA M22		
Elementos finitos	Método coeficiente	PROMEDIO "Mu22 + "
1.1	0.9	1.0

MOMENTOS ACTUANTES NEGATIVOS MAXIMOS (Ton*m)		
LOSA MACIZA M11		
Elementos finitos	Método coeficiente	PROMEDIO "Mu11 - "
1.7	1.6	1.6

MOMENTOS ACTUANTES NEGATIVOS MAXIMOS (Ton*m)		
LOSA MACIZA M22		
Elementos finitos	Método coeficiente	PROMEDIO "Mu22 - "
1.85	2.1	2.0

Por el método de los elementos finitos, se obtienen mayores valores de momento flector positivo. En cambio, para el momento negativo, se obtiene mayores valores con el método de los coeficientes.

Para la verificación del acero de refuerzo existente en la losa maciza, se usarán los valores máximos del análisis por elementos finitos, debido a que, este análisis, refleja la aplicación real de las cargas de los equipos. Además, se colocaron todos los apoyos de los equipos en la losa de

forma conservadora (realmente los apoyos de algunos equipos, no son aplicados totalmente en la losa analizada).

Verificación de las dimensiones necesarias:

Figuras 179:

Proceso de análisis y verificación estructural:

Predimensionamiento de losa maciza en dos direcciones:

$A := 4.45 \text{ m}$ Luz libre del tramo en la dirección corta
 $B := 5.14 \text{ m}$ Luz libre del tramo en la dirección larga

Perímetro:

$$P := 2 \cdot A + 2 \cdot B = 19.18 \text{ m}$$

Espesor aproximado:

$$e1 := \frac{\max(A, B)}{40} = 12.85 \text{ cm} \quad e2 := \frac{P}{180} = 10.656 \text{ cm}$$

$e_{losa} := 25 \text{ cm}$ Espesor de losa existente (Espesor efectivo)

Calculo de los momentos por el método de los coeficientes

Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo 1/15 de la luz libre o 1,5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor.

$$\frac{A}{15} = 29.667 \text{ cm} \quad \frac{B}{15} = 34.267 \text{ cm} \quad 1.5 \cdot e_{losa} = 37.5 \text{ cm}$$

Cargas actuantes en la losa maciza:

$$P_{propio} := e_{losa} \cdot 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{acabados} := 120 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Cargaviva := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

La losa cuenta con un espesor adecuado.

Para los equipos a proyectar en el lugar, el numeral 6.4 de la NTP E-0.20 "Cargas", indica lo siguiente:

6.4 Conformidad

Para determinar si la magnitud de la carga viva real es conforme con la carga viva mínima repartida, se hará una aproximación de la carga viva repartida real promediando la carga total que en efecto se aplica sobre una región rectangular representativa de 15 m² que no tenga ningún lado menor que 3,00 m.

El área de interés, contará con las siguientes cargas:

$$\text{Cinco} := 450 \text{ kgf}$$

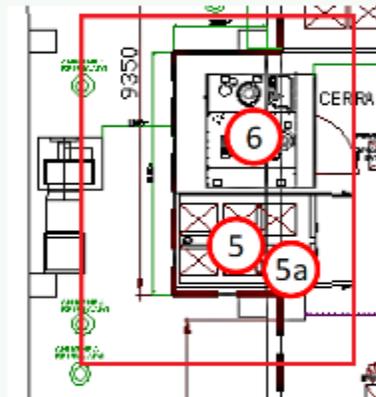
$$\text{Cinco}_a := 110 \text{ kgf}$$

$$\text{Seis} := 2530 \text{ kgf}$$

$$\text{Carga}_{\text{equipos}} := \text{Cinco} + \text{Cinco}_a + \text{Seis} = 3.09 \text{ tonnef}$$

$$\text{Área}_{\text{representativa}} := 15 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga}_{\text{EQUIPOS}} := \frac{\text{Carga}_{\text{equipos}}}{\text{Área}_{\text{representativa}}} = 206 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$



La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U1 := 1.4 \cdot (P_{\text{propio}} + P_{\text{acabados}}) + 1.7 \cdot (\text{Cargaviva}) = 1348 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$U2 := 1.4 \cdot (P_{\text{propio}} + P_{\text{acabados}} + \text{Carga}_{\text{EQUIPOS}}) + 1.7 \cdot (\text{Cargaviva}) = 1636.4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{umáx}} := \max(U1, U2) = 1636.4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Caso 2 - Coeficiente para momento negativo ,Wu máximo

Ca: Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección corta.

Cb: Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección larga.

$$m := \frac{A}{B} = 0.9 \quad \text{RELACION DE LADOS}$$

$$C_a := 0.055$$

$$C_b := 0.037$$

Ma: Momento de flexión en la dirección A.

$$M_{anegativototal} := (C_a \cdot W_{umax} \cdot A^2) = 1.782 \text{ tonnef} \quad +$$

Ma: Momento de flexión en la dirección B.

$$M_{bnegativototal} := (C_b \cdot W_{umax} \cdot B^2) = 2.378 \text{ tonnef}$$

Caso 2 - Coeficiente para momento positivo para carga muerta

$$C_a := 0.022 \quad 1.4 \cdot (P_{propio} + P_{acabados} + Carga_{EQUIPOS}) = 1.296 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$C_b := 0.014$$

Ma: Momento de flexión en la dirección A.

$$M_{apositivodead} := C_a \cdot (1.4 \cdot (P_{propio} + P_{acabados} + Carga_{EQUIPOS})) \cdot A^2 = 0.565 \text{ tonnef}$$

Ma: Momento de flexión en la dirección B.

$$M_{bpositivodead} := C_b \cdot (1.4 \cdot (P_{propio} + P_{acabados} + Carga_{EQUIPOS})) \cdot B^2 = 0.754 \text{ tonnef}$$

Caso 2 - Coeficiente para momento positivo para carga viva

$$C_a := 0.034 \quad 1.7 \cdot (Cargaviva) = 0.34 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$C_b := 0.022$$

Ma: Momento de flexión en la dirección A.

$$M_{apositivoviva} := C_a \cdot (1.7 \cdot (Cargaviva)) \cdot A^2 = 0.229 \text{ tonnef}$$

Ma: Momento de flexión en la dirección B.

$$M_{bpositivoviva} := C_b \cdot (1.7 \cdot (Cargaviva)) \cdot B^2 = 0.305 \text{ tonnef}$$

Momentos positivos totales:

En dirección A:

$$M_{\text{atotalposa}} := (M_{\text{apositivodead}} + M_{\text{apositivoviva}}) = 0.794 \text{ tonnef}$$

En dirección B:

$$M_{\text{atotalposb}} := (M_{\text{bpositivodead}} + M_{\text{bpositivoviva}}) = 1.059 \text{ tonnef}$$

Fuerza cortante en la losa y cargas en las vigas de apoyo

Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección crítica se encuentra ubicada a una distancia d (peralte efectivo) de la cara del apoyo. A menos que se haga un análisis más preciso, la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario podrá ser calculada utilizando la ecuación 13-10. Cuando exista un borde continuo opuesto a uno discontinuo, la fuerza cortante se incrementará en 15%.

$$e_{\text{losa}} = 25 \text{ cm}$$

$$d := e_{\text{losa}} - 8 \text{ cm} = 17 \text{ cm} \quad \text{Peralte efectivo.}$$

$$V := W_{\text{umáx}} \cdot \left(\frac{A}{2} - d \right) \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \frac{A}{B} \right) = 1.907 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$V + 15\% \cdot V = 2.193 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$f'_c := 150 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad b_w := 100 \text{ cm}$$

+

$$V_c := 0.53 \cdot \left(\sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot b_w \cdot d = 11.035 \text{ tonnef}$$

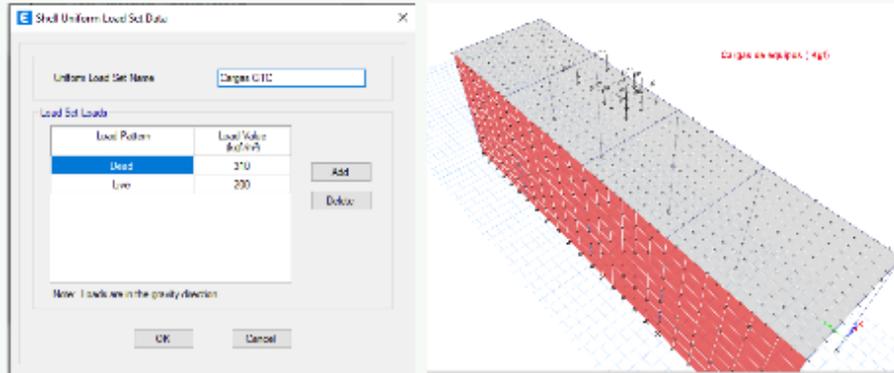
$$\phi := 0.85 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$V_c \cdot \phi = 9.38 \text{ tonnef} \quad \text{Resistencia de diseño al corte de la losa}$$

La resistencia a fuerza cortante de la losa existente es superior a la actuante...OK

Análisis por Elementos finitos usando el programa ETABS 19 PLUS (Con licencia)

Para el análisis por elementos finitos, se ha considerado a las cargas de los equipos de manera puntual, en función a los números de apoyos y centro geométrico de cada uno.



También se consideró el peso propio de la losa maciza.

Id.	Descripción	Peso unitario (kg)
1	Amasadora (Peso equipo + masa)	1370+300
2	Artesa (Peso + Contenido máx.)	375+300
3	Mixadora (Peso equipo + masa)	1500+300
4	20 kg/m² boveda	1000+300
5	Cámara de fermentación (Equilibr.)	450
6	6 Cementa (80kg/m³) + masa (100kg/m³)	110kg (6%) + 6 cementa
6	6 m³/m³ (Peso equipo + contenido 100kg/m³)	2480+100
7	Contenedor de maderas (est. maciza)	120
8	Embalajadora (Peso equipo + contenido 80kg/m³)	200+80
9	Embalajadora (Peso equipo + contenido 100kg/m³)	1500+100
10	Transportador	1150 (300kg c/a, 3 transport.)
11	Enchufador	120
12	Mesa de trabajo	20
13	11 sin paredes	15
14	12 Camas de 14 niveles (Peso coche + bandejas + contenido)	44+64 (por 12 camas)
15	Carga característica	600kg/m²

$$M_{\text{apositivo}} = 1300 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot 1 \text{ m} = 1.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{bpositivo}} = 1072.17 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot 1 \text{ m} = 1.072 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{anegativo}} = 1700 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot 1 \text{ m} = 1.7 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{bnegativo}} = 1850 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot 1 \text{ m} = 1.85 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Diseño por momento positivo máximo

$$d_{b\#4} := \frac{1}{2} \text{ in} = 1.27 \text{ cm} \quad \Phi_b := 0.90 \quad d = 17 \text{ cm}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad b_w := 100 \text{ cm} \quad f_c := 150 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{b\#4} := \frac{\pi \cdot (d_{b\#4})^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_pos} := \max(M_{a\text{positivo}}, M_{b\text{positivo}}) = 1.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := d - \sqrt{\left(d^2 - \frac{2 \cdot (M_{u_pos})}{0.85 \cdot f_c \cdot \Phi_b \cdot b_w}\right)} = 0.68 \text{ cm}$$

$$A_{s_pos} := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b_w \cdot a}{f_y} = 2.064 \text{ cm}^2$$

$$s := \frac{A_{b\#4} \cdot b_w}{A_{s_pos}} = 61.365 \text{ cm}$$

$$s_{\text{existente}} := 20 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento verificado en campo con PROFOSCOPE}$$

$$A_{s_existente} := \frac{A_{b\#4} \cdot b_w}{s_{\text{existente}}} = 6.334 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s_pos}}{A_{s_existente}} = 0.326$$

La razón demanda/capacidad a flexión por momento positivo es inferior a la unidad...OK

Diseño por momento negativo máximo

$$d_{b\#4} := \frac{1}{2} \text{ in} = 1.27 \text{ cm} \quad \Phi_b := 0.90 \quad d = 17 \text{ cm}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad b_w := 100 \text{ cm} \quad f_c := 150 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{b\#4} := \frac{\pi \cdot (d_{b\#4})^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$M_{U_negativo} := \max(M_{anegativo}, M_{bnegativo}) = 1.85 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

+

$$a := d - \sqrt{\left(d^2 - \frac{2 \cdot (M_{U_negativo})}{0.85 \cdot f_c \cdot \Phi_b \cdot b_w} \right)} = 0.976 \text{ cm}$$

$$A_{s_neg} := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b_w \cdot a}{f_y} = 2.964 \text{ cm}^2$$

$$s := \frac{A_{b\#4} \cdot b_w}{A_{s_neg}} = 42.738 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento de calculo requerido por metro}$$

$$s_{existente} := 25 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento verificado en campo con PROFOSCOPE}$$

$$A_{s_existente} := \frac{A_{b\#4} \cdot b_w}{s_{existente}} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s_neg}}{A_{s_existente}} = 0.585$$

La razón demanda/capacidad a flexión por momento positivo es inferior a la unidad...OK

Realizando una verificación adicional con el momento negativo máximo obtenido por el método de los coeficientes: 2.4 Ton*m, se obtiene una razón demanda/capacidad = 0.76.

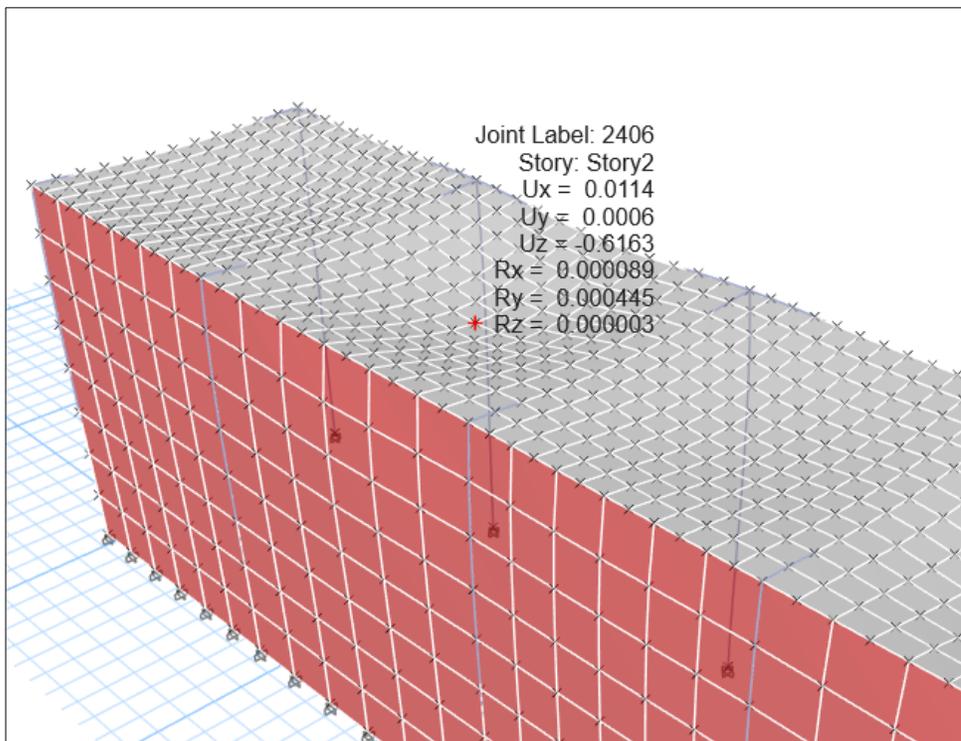
Conservadoramente, las deflexiones fueron calculadas con las inercias reducidas de los elementos:

- VIGAS: $0.35 \cdot I_g$.
- LOSA: $0.25 \cdot I_g$.

La máxima deflexión esperada por carga muerta + carga viga + peso de los equipos es: 0.61cm.

Figura 180:

Deflexión existente por la carga total





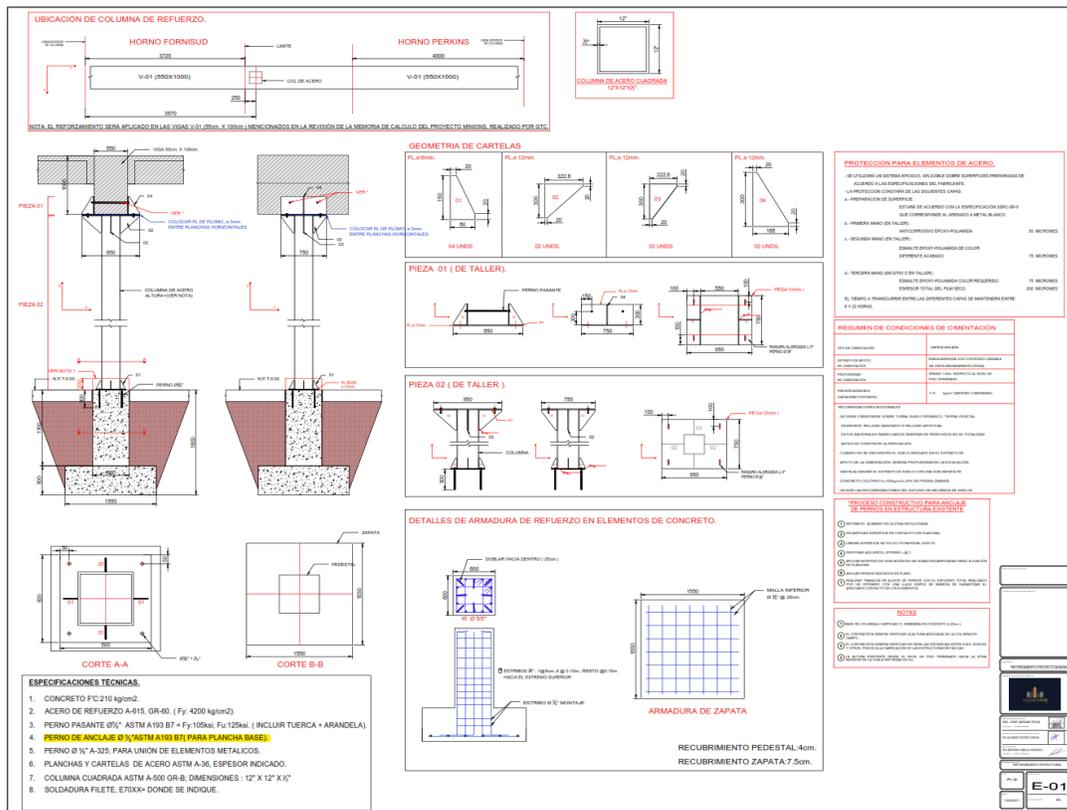
3.3.23 Conclusiones del Análisis de losa maciza

- La losa maciza existente no requiere reforzamiento debido a las cargas actuantes.
- Se usó 2 métodos de análisis para aplicar las cargas en la losa y obtener los momentos flectores y fuerza cortante última; el Método de coeficientes y el Método de elementos finitos. La resistencia de la losa maciza para ambos casos de carga calculados y esfuerzos producidos, son aceptables y se encuentra dentro de los factores de seguridad aplicados a cada carga.

3.3.24 Planimetría del sistema de reforzamiento.

Figura 181:

Plano realizado para el sistema de reforzamiento en las vigas



3.3.25 Ejecución del trabajo de reforzamiento.

Se presentan fotografías del proceso de ejecución del trabajo.

Figura 182:

Fabricación de elementos metálicos.



Figura 182:

Zona del trabajo e instalación de andamio para montaje de columnas (protegido con plástico)

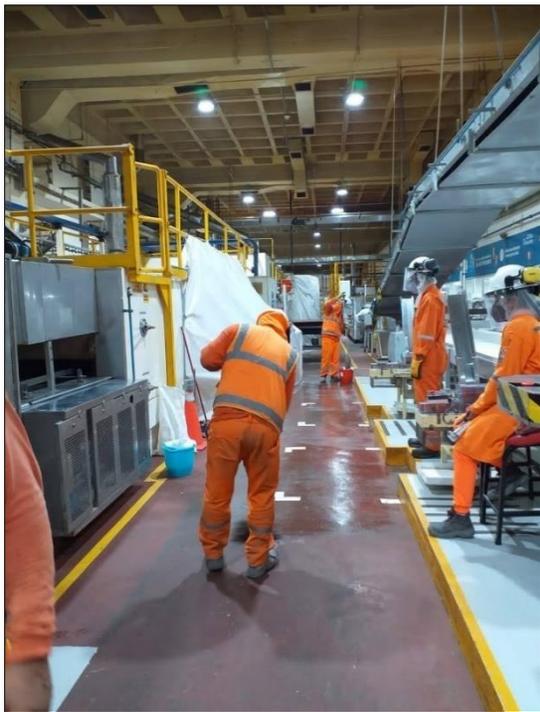


Figura 183:



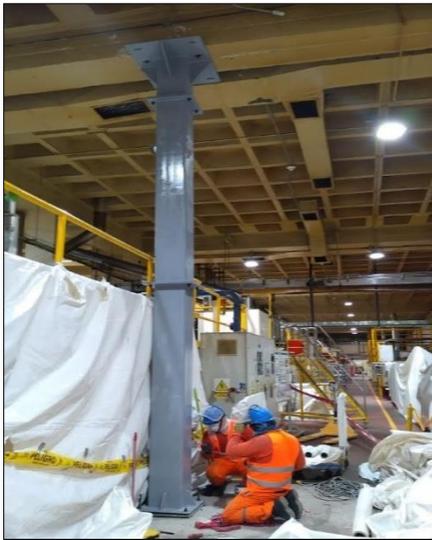
Figura 184:

Nivelación al nivel de piso existente del concreto vaciado para la cimentación.



Figura 186:

Montaje de las columnas de acero:





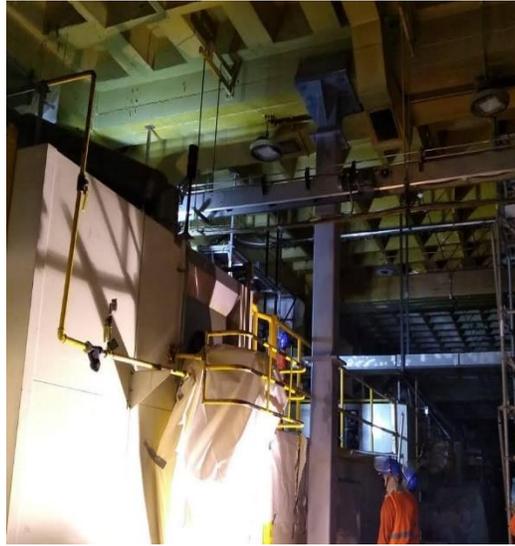


Figura 187:

Montaje Finalizado



Las conclusiones correspondientes a cada proyecto presentado se visualizan en el capítulo “descripción de la experiencia profesional”.

Como lecciones aprendidas, describo lo siguiente:

- Considerar siempre en mis diseños de estructuras metálicas, el proceso de montaje dentro de la fábrica, obtando por seccionar elementos de gran longitud y realizar estructuras sencillas y efectivas que no involucren grandes restricciones en el área a instalar.
- Se deben realizar una buena presentación de las ideas iniciales del proyecto al cliente, de esa manera tendrá opciones que faciliten su elección y reduzcan las modificaciones de los planos presentados.
- Realizar planos “sencillos” para el cliente, incorporando vistas 3D; el objetivo de estos planos es que el cliente se familiarice fácilmente con nuestras propuestas.
- En las reuniones con el cliente, se debe tener una fácil narrativa en la descripción de cada proyecto, con el fin de que entienda completamente nuestra propuesta.
- Los diseños realizados dentro de la fábrica siempre están sometidos a cambios.
- Se debe tener un constante diálogo con el fabricante de las estructuras de acero, debido que siempre se presentan problemas por errores de fabricación.
- Se debe planificar las actividades que debe desarrollar el supervisor del proyecto, comentándole los problemas y posibles interferencias que pueden presentarse al ejecutar cada actividad.
- Revisar siempre las estructuras metálicas con referencia a los planos brindados antes de llegar a planta.
- Todos los diseños deben cumplir la normativa existente.

- El trabajo en equipo es sumamente importante. Sin embargo, debido al tiempo ajustado de cada proyecto, cada ingeniero debe estar familiarizado con las actividades de sus compañeros a un nivel básico ante cualquier eventualidad que puede suceder (por ejemplo, en mi caso, realizar costos y presupuesto, entre otros).
- Estar en constante actualización sobre los materiales de la construcción, para mejorar el tiempo de la ejecución de cada proyecto.
- Siempre estar dispuesto a escuchar las propuestas del cliente y opiniones de los compañeros de trabajo.
- Es importante realizar reuniones con los supervisores del proyecto, a fin de que comprendan totalmente los planos estructurales planteados, y el proceso que conllevan a realizarlo en planta.
- Se deben realizar siempre los planos con ayuda de compañeros cercanos familiarizados con el proyecto, para así disminuir la cantidad de errores posibles.
- Se debe realizar el levantamiento del lugar de cada proyecto, para tener una proyección adecuada y segura para cada proyecto.
- Aprender a tolerar las presiones del cliente acerca de la entrega de la ingeniería previa al proyecto (estudios estructurales, planimetría, vistas 3D).

CAPÍTULO VI: RECOMENDACIONES

- Siempre realizar visitas al lugar del trabajo, para tener contacto directo con las interferencias del lugar y las zonas de acceso para las estructuras de acero.
- Realizar un predimensionamiento de los posibles elementos estructurales principales para cada proyecto a realizar y presentarlos al cliente en conjunto con una estimación del costo.
- Realizar presentaciones 3D del proyecto, o bosquejos sencillos para ser presentados inicialmente al cliente.
- Estar en constante diálogo con el cliente, para que nos comente sus dudas e ideas acerca de cada proyecto.
- Siempre estar dispuesto a aceptar los cambios, a veces es frustrante, pero se debe tratar de tomarlo de una manera profesional.
- Siempre estar en contacto telefónico o directo con las personas que realizarán el proyecto, como lo son: supervisores directos y fabricantes.
- Siempre buscar las posibles complicaciones que pueden producirse en la ejecución del trabajo, en conjunto con el supervisor.
- Ir personalmente a revisar las estructuras metálicas que llegan a planta.
- A veces por la presión del tiempo, se presenta la tentación de brindar soluciones rápidas estructurales al cliente “a ojos cerrados” sin analizar debidamente el problema. En consecuencia, se debe siempre cumplir con los requisitos mínimos de la normativa vigente y realizar los análisis correspondientes para cada proyecto por más pequeño y



simple que parezca. Es de importancia realizar la documentación debida de los cálculos realizados.

- Siempre recomiendo realizar las mediciones del lugar donde se ejecutará el proyecto, y no simplemente basarse en los planos existentes de la zona. Uno nunca sabe realmente si esos planos representan realmente la geometría existente de las zonas.
- Verificar siempre el estado de las herramientas de trabajo: Extractor de testigos de concreto, entre otros.

Mis competencias profesionales adquiridas en mi desarrollo laboral son los siguientes:

- Conocimiento en supervisión de proyectos, con la habilidad de distribuir adecuadamente los tiempos para cada etapa.
- La capacidad de manejar al personal de obra, para un óptimo desarrollo del trabajo.
- Las exigencias del cliente, me “obligo” a adquirir el conocimiento de usar programas para la representación visual de estructuras o levantamientos arquitectónicos, como lo son: Revit, Sketchup, Inventor.
- Desarrollar ampliamente mis criterios de diseño, al encontrarme con retos de diseño dentro de la fábrica, como lo son obstrucciones por estructuras existentes.
- Ampliar mis conocimientos del diseño estructural, al indagar sobre reglamentos internacionales y nacionales más profundamente para desarrollar con total profesionalismo mi trabajo.
- La habilidad de capacitarme constantemente en mi rama profesional.
- La capacidad de tomar decisiones, con base en los conocimientos, habilidades y actitudes asociadas a la profesión, para solucionar los problemas complejos que se presentan en el campo de su actividad profesional".
- Mejorar mi flujo de trabajo en programas: AutoCAD, SAP 2000, ETABS 19, Idea Statica Connection, RAM Connection.
- Incorporar nuevas habilidades para el manejo de programas de cálculo estructural.

- Mejorar mi capacidad para supervisar a profesionales involucrados en el área de la ingeniería estructural recién incorporados.
- Mejorar mis expresiones verbales frente a los clientes.
- Conocimiento de vender las propuestas de la empresa a los clientes.
- La confianza para desarrollar adecuadamente mi trabajo.
- Aumentar mi productividad.
- He adquirido los conocimientos esenciales necesarios en el uso de programas de cálculo, y teoría de diseño estructural, para realizar plenamente mi trabajo.
- Gracias a las recomendaciones y contacto directo con profesionales de muchos años de experiencia en la ingeniería estructural, he logrado optimizar mucho más mis diseños.

Mendez Leon, k. M., & Diaz Siesquen, O. O. (2019). Diseño Estructural Sismorresistente de un Edificio de Cuatro Niveles en Concreto Armado. Huacho - Perú: Universidad Nacional José Faustino Sanchez Carrión.

ACI. (2019). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318 -19). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

C. McCormac, J., & H. Brown, R. (2017). Diseño de Concreto Reforzado. Alfaomega.

Construction, A. I. (July 7,2016). ANSI/AISC 360-16. Chicago, Illinois: AISC Committee on Specifications.

Cordero Camacho, M. E. (2017). Modelo estructural calibrado y Análisis dinámico del Edificio Central del Instituto Costarricense de Electricidad. Costa Rica: INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA .

Crisafulli, F. J. (2018). Diseño Sismorresistente de estructuras de acero. alacero, 213.

E. Harmsen, T. (2005). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. En T. E. Harmsen. Lima- Perú: FONDO EDITORIAL PUCP.

Garcia Acurio, M. V., & Moscoso, N. D. (2016). Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso - deriva y fuerzas cortantes en una edificación de concreto armado con sistema dual, mediante los análisis sísmico dinámico, aplicado con la norma de diseño sismorresistente, Cuzco -Perú.

García Nuñez, M. A. (2018). Estudio sobre la efectividad del factor de sobrerresistencia del criterio columna fuerte-viga débil. Barcelona: Escola de Camins.

Golden Tower Construction. (s.f.). Obtenido de Golden Tower Construction:

<https://goldentower.com.pe/>

González Cuevas, Ó. M., & Villegas Fernández, F. R. (2005). Aspectos fundamentales del concreto reforzado. México: LIMUSA.

López López, G. (2013). Análisis de Acciones Sísmicas y propuestas para su diseño. Colombia: Universidad Politécnica de Cartagena.

Malgin, M. (s.f.). skyciv. Obtenido de skyciv: <https://skyciv.com/es/technical/what-is-an-interaction-curve/>

McCormac, J., & Csernak, S. (2013). Diseño de Estructuras de Acero. Alfaomega.

Montserrat Martínez, O. (2017). Diseño de una Grúa Torre. Barcelona : Universidad Politécnica de Catalunya.

Aguiar Falconi, R. (2008). Análisis del factor de reducción de las fuerzas Sísmica. XVIII jornadas nacionales de ingeniería estructural, 15.

Ministerio de Vivienda, C. y. (2018). Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. Lima: El Peruano.

Ottazzi Pasino, G. (2014). Apuntes del curso Análisis Estructural I. Lima: Editorial PUCP.