

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Diseño estructural de Viviendas de Interés Social (VIS)
para el proyecto habitacional “San Sebastián”**

Proyecto Integrador

Felipe Sebastián Pantoja Abarca
Ingeniería Civil

Trabajo de titulación presentado como requisito
para la obtención del título de
Ingeniero Civil

Quito, 21 de diciembre de 2017

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ
COLEGIO CIENCIAS E INGENIERIAS

**HOJA DE CALIFICACIÓN
DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

**Diseño estructural de Viviendas Interés Social (VIS) para el proyecto
habitacional “San Sebastián”**

Felipe Sebastián Pantoja Abarca

Calificación:

Nombre del profesor, Título académico

Juan Carlos Pantoja Moyano

Firma del profesor

Quito, 21 de diciembre de 2017

DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma del estudiante: _____

Nombres y apellidos: Felipe Sebastián Pantoja Abarca

Código: 00108952

Cédula de Identidad: 1719929661

Lugar y fecha: Quito, 21 de diciembre 2017

DEDICATORIA

Este trabajo lo dedico con mucho cariño a mi familia, quienes han sido un pilar importante en mi formación personal y profesional a lo largo de toda mi vida. De manera muy especial, a mi padre Marco Abarca, quien me ha enseñado la importancia del esfuerzo y la perseverancia.

A mi hijo, Leonardo por ser fuente de mi inspiración para poder luchar por un futuro mejor.

A mis hermanos Bryan y Doménica, quienes me han acompañado en cada paso de mi vida y con quienes he de celebrar cada logro de nuestras vidas

A mis madres Antonia y Ximena y a mis hermanas, quienes me han dado su amor incondicional y han forjado la persona que hoy soy; dándome su ejemplo de entrega y lucha día a día, acompañándome con palabras de aliento para seguir adelante.

RESUMEN

En la industria de la construcción existen diversas categorías de viviendas, orientadas a las familias ecuatorianas y su capacidad de ingresos financieros. Ecuador en respuesta a la demanda inmobiliaria residencial establece la “Vivienda de Interés Social” (VIS). En este proyecto se realiza el diseño estructural para una VIS en estructura de acero, siguiendo los lineamientos de diseño estructural impuestos por el Ministerio de Urbanización y Vivienda (MIDUVI). El objetivo principal es encontrar viabilidad económica a la propuesta estructural, considerando alternativas constructivas para elementos no estructurales.

Palabras clave: Acero, Estructura, VIS, Costo.

ABSTRACT

In construction industry there are various categories of housing, oriented to Ecuadorian families and their capacity for financial economy. Ecuador in response of immobiliary demand establishes a Social Interest Housing (VIS). In this project is considered a steel structural design for a VIS, following the guidelines of structural design imposed by the Ministry of Housing and Urbanization (MIDUVI). The main objective is to find an economic viability to structural proposal, considering constructive alternatives for non-structural elements.

Keywords: Steel, Structure, VIS, Cost.

CONTENIDO

DERECHOS DE AUTOR	3
DEDICATORIA	4
RESUMEN	5
ABSTRACT	6
CONTENIDO	7
INDICE TABLAS	9
INDICE DE FIGURAS	10
INTRODUCCIÓN	11
JUSTIFICACIÓN DE PROYECTO	16
OBJETIVO	16
DEFINICIONES	17
UNIDADES	20
DESARROLLO	21
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	21
ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	23
COMPARACIÓN DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS	26
MATERIALES DE LA ESTRUCTURA	27
CÁLCULO DE CARGAS	28
CARGA MUERTA (D)	28
CARGA VIVA (L)	34
CARGA SÍSMICA (E)	35
ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y RESULTADOS DEL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURLES (MODELAMIENTO ETABS)	39
SECCIONES	40
DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	45
MÉTODO DE DISEÑO DE ANÁLISIS DIRECTO	45
COLUMNA C2	47
VIGA PRINCIPAL (B2-B3)	60

DISEÑO DE CIMENTACIONES	67
GEOMETRÍA	69
PRESIONES ÚLTIMAS	72
PUNZONAMIENTO	73
DISEÑO A CORTE	75
DISEÑO A FLEXIÓN	76
DISEÑO POR LONGITUD DE DESARROLLO	79
DISEÑO POR APLASTAMIENTO	83
DISEÑO DE CONEXIONES	85
VIGA – COLUMNA	85
CONEXIÓN CORTANTE	86
CONEXIÓN A MOMENTO	91
VIGA - VIGA SECUNDARIA	97
COLUMNA – BASE	98
ANÁLISIS DE PRECIOS	102
CONCLUSIONES	103
RECOMENDACIONES	105
REFERENCIAS	106
ANEXO 1	108
ANÁLISIS DE PRECIOS POR VIVIENDA	108
ANEXO 2	111
PLANOS DE PROYECTO	111
ANEXO 3	124
REPORTE PROGRAMAS DE DISEÑO	124

INDICE TABLAS

Tabla 1: Valor de VIS, Ecuador y sus países vecinos.....	15
Tabla 2: Ubicación del proyecto “San Sebastián”	21
Tabla 3: Análisis del precio unitario por metro cuadrado de bloque simple 10x20x40	23
Tabla 4: Análisis del precio unitario por metro cuadrado de ladrillo 13x07x29.....	24
Tabla 5: Análisis del precio unitario por metro cuadrado de pared de Gypsum 1/2	25
Tabla 6: Resumen de peso y costo por utilización de mampostería	26
Tabla 7: Materiales de la estructura aplicada a la vivienda.....	27
Tabla 8: Sobrecarga aplicada por losa	29
Tabla 9: Cálculo de aporte de peso de mampostería.....	31
Tabla 10: Especificaciones técnicas NOVALOSA 55.....	32
Tabla 11: Aporte de peso de la losa colaborante	32
Tabla 12: Cargas ficticias para consideración de imperfecciones por piso.....	33
Tabla 13: Resumen de cargas vivas aplicadas por piso	34
Tabla 14: Períodos, frecuencias y participación de masa modales de la estructura	36
Tabla 15: Resumen de contribuciones de peso de la estructura para carga sísmica reactiva.....	38
Tabla 16: Fuerzas actuantes por piso. (Método estático).....	38
Tabla 17: Propiedades de sección perfiles estructurales	40
Tabla 18: Elementos de la estructura que presentan D/C más cercano a 1	44
Tabla 19: Combinaciones de carga consideradas para el diseño.....	46
Tabla 20: Cargas últimas para la combinación de cargas $1.2D + L + EY + 0.3EX$	57
Tabla 21: Cargas últimas para la combinación de cargas $1.2D + L + EY + 0.3EX$	65
Tabla 22: Cargas consideradas para diseño cimentación C2.....	68
Tabla 23: Detalle de cimentación columna C2.....	84
Tabla 24: Resumen de demanda y capacidad para conexión Columna-Viga	96
Tabla 25: Resumen de demanda y capacidad para conexión Viga - Viga	97
Tabla 26: Resumen de demanda y capacidad para conexión columna - base.....	102

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Aporte porcentual de la construcción para el PIB	11
Figura 2: Tendencia de la vivienda en Pichincha	13
Figura 3: Ubicación referencial del proyecto	21
Figura 4: Vista lateral izquierda del bloque de vivienda.....	28
Figura 5: Implantación de la vivienda planta baja.....	29
Figura 6: Implantación de la vivienda losa 1.....	30
Figura 7: Implantación de la vivienda losa 2 y cubierta	30
Figura 8: Especificaciones geométricas losa colaborante.....	32
Figura 9: Espectro sísmico elástico de diseño	35
Figura 10: Render modelo estructural ETABS.....	39
Figura 11: Detalle de sección perfiles estructurales [mm].....	40
Figura 12: Relación demanda capacidad (D/C). Valores y distribución por color. Obtenidas por ETABS.	41
Figura 13: Implantación estructural. Losa 1 y 2.....	42
Figura 14: Implantación estructural. Cubierta.....	42
Figura 15: Máximas derivas de piso	43
Figura 16: Diagrama de fuerzas axiales, [kN] Combo 1.2D+L+EY+0.3EX.....	47
Figura 17: Diagrama de momento flector [kN m], Combo 1.2D+L+EY+0.3EX	52
Figura 18: Diagrama de cortante [kN], Combo 1.2D+L+EY+0.3EX.....	55
Figura 19: Diagramas de axial, cortante y momento en columna C2	58
Figura 20: Diagrama de momento flector [kN m], Combo 1.2D+L+EY+0.3EX	60
Figura 21: Diagrama de cortante [kN], Combo 1.2D+L+EY+0.3EX.....	63
Figura 22: Diagramas de cortante y momento en Viga B2-B3	66
Figura 23: Sección y planta de zapata aislada	67
Figura 24: Diagrama de presiones del suelo en la cimentación [mm].....	69
Figura 25: Diagrama sección de falla a punzonamiento [mm].....	73
Figura 26: Diagrama sección de falla a corte [mm].....	75
Figura 27: Diagrama distribución de acero para longitud de desarrollo [mm]	79
Figura 28: Conexión Viga – Columna	85
Figura 29: Cargas actuantes en Conexión Viga – Columna.....	86
Figura 30: Conexión Viga – Viga secundaria	97
Figura 31: Conexión Columna-Base.....	98
Figura 32: Cargas actuantes. Conexión Columna-Base.....	98

INTRODUCCIÓN

Según Trávez, en el boletín de análisis sectorial del MIPYMES No. 10, la construcción es uno de los sectores que representa más dinamismo en la economía, de modo que se la considera como el motor activo de la misma. (Trávez, 2010). A partir del año 2000 la construcción registra una significativa recuperación en consecuencia de la estabilidad al sistema monetario, demanda acumulada de vivienda, preferencia en inversión inmobiliaria, otorgando mayor seguridad económica.

Se debe destacar que, dentro de las mediciones realizadas por la Dirección de Estadísticas Económicas para la obtención del valor de Producto Interno Bruto (PIB), la construcción es el quinto sector de mayor aporte con un 10.1% después de industrias como manufactura, comercio, petróleo y minas. Como se puede observar en la Figura 1, los porcentajes de atribución se mantienen alrededor del 10% a partir del 2011. En el 2013 se presentó el pico más alto de atribución, esta tasa ha ido decreciendo progresiva mente debido a la disminución del dinamismo e inversión en la economía. (Mundo Constructor, 2016)

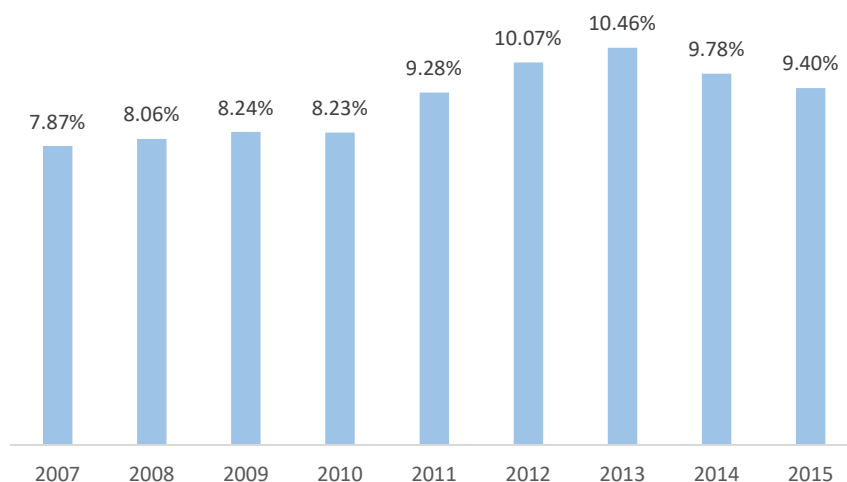


Figura 1: Aporte porcentual de la construcción para el PIB

En el Ecuador la actividad de la construcción se presenta firmemente existiendo más de 14,000 establecimientos dedicados directa o indirectamente a esta industria. La mayoría de estos establecimientos mencionados (6,500), se dedican a la fabricación de productos metálicos de hierro y acero. (INEC, 2012) Al analizar las actividades de esta industria, para el año 2016 se dieron un total de 30,000 permisos de construcción a nivel nacional, de los cuales el 86% es dedicado a construcciones dedicada a usos residenciales. (INEC, 2016)

La construcción estuvo entre los sectores con más porcentaje de desvinculación laboral durante el 2015 con un 27,6%, según el reporte “Situación económica del Ecuador y su impacto en el mercado salarial y laboral”, de la consultora Deloitte. Por lo cual Hermel Flores, expresidente de la Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON), concluye que el sector constructivo seguirá la misma tendencia que la economía nacional, indicando que se deberá emprender proyectos de vivienda de menor costo. (Velasco, 2016) Monserrat Benedito, gerente de Empresa Pública de Vivienda, soporta la idea de Flores, afirmando que el sector inmobiliario del Ecuador se encuentra interesado en proyectos habitacionales de interés social. (ANDES, 2016)

Contexto provincial, Pichincha

Del total de construcciones nuevas, el 83.4% de permisos son correspondientes a proyectos destinados al uso residencial, 7.5% para construcción de edificaciones no residenciales, y el 9.1% destinado para edificaciones mixtas. (INEC, 2016). El campo urbanístico y poblacional crece principalmente en las provincias de Pichincha y el Guayas, concentrado en sus capitales Quito y Guayaquil. En Pichincha, la tendencia de vivienda se muestra en la Figura 2, considerando que la gran mayoría de habitantes prefieren una vivienda que cuente con los servicios básicos como: servicio eléctrico, telefónico, abastecimiento de agua, eliminación de basura y conexión a servicio higiénico. (INEC, 2010)

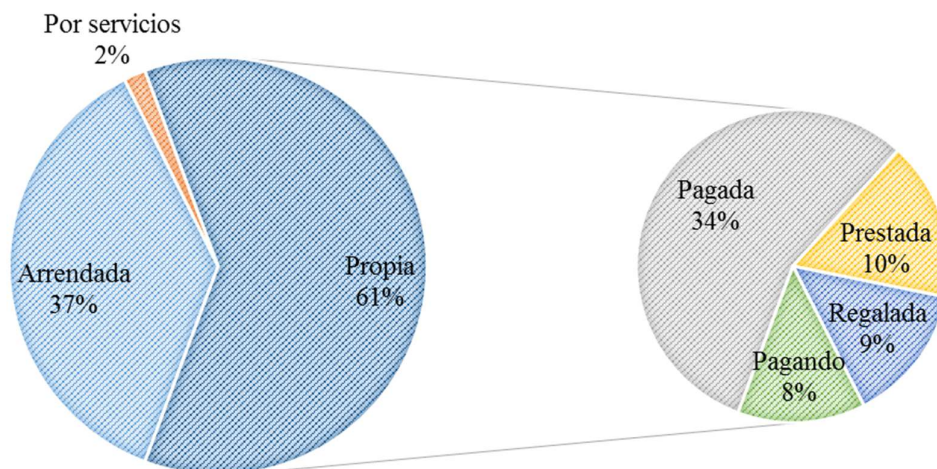


Figura 2: Tendencia de la vivienda en Pichincha

Contexto sectorial, Quito

En 1897 Eloy Alfaro declara la parroquia de Calderón, la cual hoy en día es la zona más poblada de la capital del Ecuador. Esta planicie rodeada por quebradas fomenta una gran atracción para la industria de la construcción dado su alto crecimiento urbanístico y donde se han implementado diversos proyectos de mejoramiento de la calidad de vida para el sector. Calderón pasó de tener una población de 7,000 habitantes en 1950 a tener un total de 152,000 habitantes en el 2010 y según José Ordoñez, director del Instituto Metropolitano de Planificación Urbana, mantendrá un crecimiento del 5.5% hasta el 2020.

La historia de urbanidad de la parroquia comenzó hace 25 años, cuando el Banco de la Vivienda desarrolló el proyecto habitacional Carapungo y la apertura de la calle Luis Vaccari, que conecta directamente a la Panamericana Norte. Patricia Jácome de la dirección Cultura del Gobierno Autónomo Descentralizado, asegura que la parroquia no estaba lista para este crecimiento poblacional, lo cual se ha transformado en una fuerte demanda habitacional en este sector. A causa de este aumento poblacional en la ciudad de Quito, se ha implementado diferentes proyectos de interés social, destinados a personas de escasos recursos con el objetivo de solventar el déficit habitacional de la ciudad. Entre estos proyectos resaltan:

Proyecto Manuel Córdova Galarza (Norte de Quito)

Proporcionado por la Empresa Pública de la Vivienda y la constructora BMV Inmobiliaria S.A. Situado en Carcelén y con una extensión de 50 hectáreas, proyecta 3,000 unidades de vivienda distribuidas en 21 manzanas en edificaciones de hasta 8 pisos. Este proyecto busca beneficiar a familias de escasos recursos y proporcionarles la opción a adquirir una vivienda propia. El costo por vivienda varía desde \$25,000.00 hasta \$37,000.00. Se espera que se empiece para Junio 2018.

Proyecto Ciudad Bicentenario (Norte de Quito)

Ubicado en Pomasqui, al norte de la ciudad, es un proyecto habitacional de 1,800 casas con un costo alrededor de \$20,000.00 USD. Sin embargo, este proyecto ha tenido complicaciones en el periodo del alcalde Mauricio Rodas, por un supuesto incremento al valor de las viviendas, afectando a cerca de 1,300 personas. El precio por vivienda se ha incrementado rodeando los \$38,000.00 USD (\$425.00 USD/m²) y se espera la totalidad del proyecto entregado para el 2018

Proyecto Ciudad Serrana (Sur de Quito)

Ubicado en San Jose de Cutuglahua, este proyecto consta de 13000 viviendas con metraje de 54m², 63m², 97m² cada una con la opción de adquirirla con o sin acabados. Los valores de la vivienda se encuentran desde los \$24,200.00 USD para las viviendas de 54m² sin acabados, es decir un valor aproximado de \$450.00 USD/m². Este proyecto se ejecutará a partir del 2018.

Proyecto Parillacta (Sur de Quito)

Ubicado en el sector Quitumbe en un área de 5600m² se proyectan al menos 110 unidades de vivienda. El tipo de vivienda proyectada son del tipo VIS, estas viviendas serán distribuidas en edificaciones de hasta 4 pisos.

En otros países Latinoamericanos como Colombia la VIS comprende casas con costos entre 70 Salarios Mínimo Mensual Vigente (SMMV) y 135 SMMV (MINVIVIENDA, 2017), lo cual significa en promedio un valor entre \$17,500.00 a \$33,900.00 USD; por otro lado en Perú la VIS tiene un costo hasta 14 Unidades Impositivas Tributarias (UIT) equivalentes en promedio a \$17,500.00 USD. (Fondo MIVIVIENDA, 2016). En nuestro país los costos de VIS tienen un rango más amplio en comparación a los países vecinos, como se puede observar en la Tabla 1.

País	Salario Min (USD)	Costo máx. VIS	Precio (USD)
Ecuador	\$375.00	106 SBU	\$40,000.00
Colombia	\$251.00	135 SMMV	\$33,900.00
Perú*	\$1,250.00	14 UIT	\$17,500.00

Tabla 1: Valor de VIS, Ecuador y sus países vecinos

Justificación de proyecto

Según la Corporación Financiera Nacional (CFN) el déficit para el mercado de viviendas sería de alrededor del 33% lo que significa una gran demanda de construcción habitacional para la provincia y la ciudad, por lo cual es necesario la ejecución de diferentes proyectos. (Tavra, 2015). La constitución de Montecristi, el Plan Nacional del Buen Vivir y la política gubernamental le otorgan una alta prioridad a la construcción de Viviendas de Interés Social (VIS) como una respuesta al déficit habitacional en la región. Por esto, se ha fomentado en instituciones financieras las facilidades como: Bonos para vivienda, créditos en el Banco Ecuatoriano de la Vivienda, y préstamos hipotecarios en instituciones financieras privadas.

Objetivo

1. Realizar el diseño estructural en acero de las viviendas de interés social en el conjunto habitacional “San Sebastián”.
2. Diseñar la estructura rigiéndose a condiciones de costo limitado por las características de las VIS y a los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015.
3. Analizar el impacto económico de diferentes tipos de elementos no estructurales en el costo total del proyecto.

Definiciones

Cargas permanentes (carga muerta)

Las cargas permanentes están constituidas por todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Estos elementos son: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, y toda maquinaria que sea integrado permanentemente a la estructura. (MIDUVI, 2015)

Carga viva

También llamada sobrecarga de uso depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y está conformada por el peso de: personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales. (MIDUVI, 2015)

Altura de piso

Es la distancia vertical medida entre el terminado de la losa de piso o del nivel del terreno y el terminado de la losa de nivel inmediatamente superior. En los casos en los cuales la altura de piso medida como se indica anteriormente, sobrepase los $6m$, se considerará para efectos de calcular el número de pisos como dos pisos. (MIDUVI, 2015)

Cortante basal

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicadas a la base de la estructura, como resultado de la acción del sismo de diseño. (MIDUVI, 2015)

Deriva de piso

Desplazamiento lateral relativo de un piso, con respecto al piso consecutivo. Se calcula restando el desplazamiento del extremo inferior del piso del extremo superior del piso. (MIDUVI, 2015)

Deriva de Diseño

Deriva de piso originada por el sismo de diseño y que incluye los efectos de la acción inelástica. (MIDUVI, 2015)

Ductilidad

Capacidad de la estructura o elemento para deformarse más allá del rango elástico sin pérdida sustancial de su rigidez y resistencia ante la carga sísmica. (MIDUVI, 2015)

Elemento estructural

Cada uno de los elementos que forman parte del sistema de resistencia a cargas gravitacionales y laterales.

Elemento no estructural

Aquellos elementos que no conforman parte del sistema de apoyo de la edificación. Pueden o no estar unidos a elementos estructurales.

Estado límite

Condición límite en la cual se alcanza la capacidad última afectando la seguridad de la estructura. (MIDUVI, 2015)

Estructura

Conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. La estructura puede clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras diferentes (puentes, tanques, etc). (MIDUVI, 2015)

Fuerzas sísmicas

Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura. (MIDUVI, 2015)

Mampostería

Conjunto trabado de piezas de arcilla o bloques de cemento asentadas con mortero. (MIDUVI, 2015)

Sismo de diseño

Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, determinado a partir de un análisis de peligrosidad sísmica del sitio de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. (MIDUVI, 2015)

Vivienda de Interés Social

Es aquella vivienda que está destinada a la población de bajos recursos y grupos de atención prioritaria. Este tipo de vivienda debe ser empleado en suelo urbano dotado por infraestructura y servicios necesarios para servir a la edificación tales como servicios básicos, transporte público, promoción socio-espacial frente a áreas consolidadas de la ciudad. También como parámetros básicos de este tipo de vivienda es el lineamiento mínimo de metraje ($40m^2$) y lineamiento máximo de precio (\$40,000.00). (MIDUVI, 2015)

Unidades

<i>Aceleraciones</i>	$\frac{m^2}{s}$
<i>Altura</i>	<i>m</i>
<i>Áreas</i>	m^2
<i>Cotas</i>	<i>msnm</i>
<i>Fuerzas o cargas</i>	kN o $\frac{kN}{m^2}$
<i>Masa</i>	<i>kg</i>
<i>Periodo (tiempo)</i>	<i>s</i>
<i>Peso específico</i>	kg/m^3
<i>Presión</i>	<i>Pa</i> o N/m^2
<i>Resistencia</i>	<i>MPa</i>
<i>Velocidad</i>	<i>m/s</i>

DESARROLLO

Descripción del proyecto

El proyecto “San Sebastián” nace como respuesta a la demanda y déficit de vivienda en el país. El proyecto se ubica en San Juan de Calderón, ubicado al Norte de Quito, como se muestra en la Tabla 2. Ubicado en un clima Sub Andino Templado y en una zona de alto desarrollo urbanístico.

Parroquia	Calderón
Zona	Carapungo, Sector PAPCO
Barrio	San Juan de Calderón
Calle	Francisco Guañuna

Tabla 2: Ubicación del proyecto “San Sebastián”

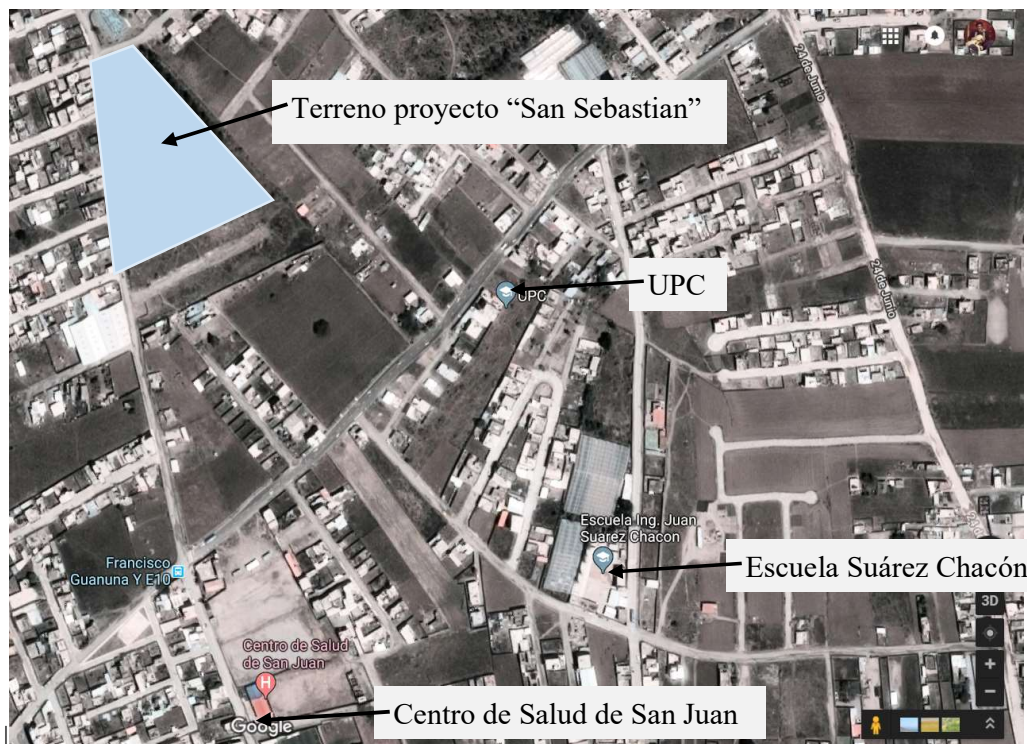


Figura 3: Ubicación referencial del proyecto

El proyecto comprende 53 viviendas, repartidas en bloques de dos casas adosadas. Cada casa tiene un área de construcción promedio de $100m^2$, con luces de $3m$ y una altura de piso de $2.50m$ entre los ejes de columna y extremo superior de vigas respectivamente. La vivienda está compuesta por sala, comedor, cocina, 3 dormitorios, 2 baños y terraza accesible distribuidos en 3 pisos.

Para la estructura se usa losa colaborante, elementos de acero estructural, y para los elementos no estructurales, se analiza diferentes opciones considerando aquel de menor costo de inversión. En conjunto, este sistema estructural debe estar diseñado para resistir las combinaciones de cargas por su uso, fuerza sísmica y viento.

Análisis técnico-económico de elementos no estructurales

Debido a la necesidad de VIS, un limitante para la ejecución del proyecto es su costo, por tal motivo se realiza un análisis técnico-económico, para encontrar los elementos que signifiquen un menor costo, sin dejar de proporcionar al usuario la seguridad y conformidad de una vivienda digna.

Elementos no estructurales

En el proceso constructivo una vez realizada la estructura principal, se debe analizar los elementos no estructurales.

Mampostería colocada simple

Consiste en levantar una pared con bloque de hormigón simple. Este proceso necesita de personal capacitado para que desarrolle correctamente este proceso, para esto se utiliza un mampostero (albañil) y un peón con la supervisión del maestro mayor de obra.

Equipos

<i>Descripción</i>	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo (USD)
<i>Herramienta menor</i>					0.20
<i>Andamio</i>	1.30	0.05	0.08	0.57	0.05
				Subtotal	0.25
<i>Mano de Obra</i>					
<i>Descripción</i>	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo (USD)
<i>Mampostero</i>	1.00	3.45	3.45	0.57	1.97
<i>Peón</i>	1.00	3.41	3.41	0.57	1.95
<i>Maestro de obra</i>	0.1	3.82	0.38	0.57	0.22
				Subtotal	4.14
<i>Materiales</i>					
<i>Descripción</i>	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo (USD)	
<i>Cemento Portland</i>	saco	0.12	7.37	0.91	
<i>Arena</i>	m3	0.03	13.75	0.34	
<i>Agua</i>	m3	0.01	0.75	0.01	
<i>Bloque</i>	u	13.00	0.40	5.20	
				Subtotal	6.47
				TOTAL	10.85

Tabla 3: Análisis del precio unitario por metro cuadrado de bloque simple 10x20x40

Según los rubros referenciales Septiembre-October 2017 de la Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON), la mampostería en bloque está en un valor promedio de

\$10.75/m² contando con material, mano de obra y equipos. Para esta metodología se valoró el precio unitario como se muestra en la Tabla 3, obteniendo un margen de error de \$0.10 USD con el valor referencial CAMICON.

También se utiliza mampostería de ladrillo el cual tiene un costo aproximado alrededor de \$21.25/m². (CAMICON, 2017). De igual manera se valoró el precio unitario mostrado en la Tabla 4, obteniendo un margen de error de \$2.30 USD con el valor referencial CAMICON.

Equipos

Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo (USD)
Herramienta menor					0.30
Andamio	1.30	0.05	0.08	0.88	0.07
				Subtotal	0.37
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo (USD)
Mapostero	1.00	3.45	3.45	0.88	3.04
Peón	1.00	3.41	3.41	0.88	3.00
Maestro de obra	0.10	3.82	0.38	0.88	0.34
				Subtotal	6.37
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo (USD)	
Cemento Portland	sac	0.12	7.37	0.91	
Arena	m3	0.02	13.75	0.28	
Agua	m3	0.01	0.75	0.01	
Ladrillo	u	39.00	0.40	15.60	
				Subtotal	16.80
				TOTAL	23.55

Tabla 4: Análisis del precio unitario por metro cuadrado de ladrillo 13x07x29

La principal ventaja de este tipo de mampostería es que, al ser el ladrillo más denso, tiene mejores características de aislamiento sonoro y de transferencia de calor, sin embargo, al ser un elemento más pesado, esto produce un incremento en las consideraciones de cargas gravitacionales y sísmicas, aumentando las secciones de los perfiles estructurales.

Paredes de Gypsum

El gypsum, es un material que se utiliza en la construcción como paredes divisorias de espacios, cielo raso, entre otros. Este elemento está compuesto por papel reciclado y un núcleo de yeso no flameable, y está diseñado para aplicaciones en muros y plataformas interiores.

Este método, ha logrado introducirse satisfactoriamente dentro de la industria ecuatoriana, sin embargo, para este proceso se necesita de personal capacitado dado que es un material considerablemente frágil. Para la colocación de este sistema es necesaria la instalación de perfiles de acero galvanizado conformado en frío, los cuales sirven como soporte de los paneles de yeso y papel.

Según los rubros referenciales Septiembre-Octubre 2017 de la Cámara de la Industria de la Construcción, el precio directo de este sistema es de \$30.00/m², contando con mano de obra y equipos necesarios para la implementación. (CAMICON, 2017). Sin embargo el análisis de precios realizado mostrado en la Tabla 5 se obtiene un valor de \$29.00 USD

Equipos					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo (USD)
Herramienta menor					0.43
				Subtotal	0.43
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo (USD)
Albañil	1.00	3.45	3.45	0.80	2.76
Peón	1.00	3.41	3.41	0.80	2.73
Maestro de obra	0.10	3.82	0.38	0.80	0.31
Estucador	1.00	3.45	3.45	0.80	2.76
				Subtotal	8.55
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Costo (USD)	
Plancha Gypsum	u	0.80	10.00	8.00	
Perfiles Soporte	m2	1.25	8.45	10.56	
Masilla para sellar juntas	u	0.07	17.26	1.15	
Tornillos	u	3.00	0.10	0.30	
				Subtotal	20.02
				TOTAL	29.00

Tabla 5: Análisis del precio unitario por metro cuadrado de pared de Gypsum 1/2

Comparación de materiales constructivos

Analizando los materiales y métodos constructivos, dispuestos anteriormente, se realiza una comparación, facilitando escoger la opción más económica. Se puede observar que la mejor opción y más económica para el sistema constructivo de elementos no estructurales divisorios, paredes y mampostería es la utilización de bloques de hormigón simple, cuyo valor directo por metraje es el menor de las opciones analizadas. Este método constructivo se tomará en cuenta para el proceso de diseño, debido a la interacción entre el muro de bloque y la estructura metálica. Así también, debido a que la estructura de acero es más flexible que el bloque de cemento, se detallará el proceso de unión entre muro y pórtico de modo que se garantice la funcionalidad y prestaciones del muro.

Contribuciones de masa y precio

Tipo	Cantidad	Peso	Costo/m²	Costo Total
Colocada simple - Bloque	270.83 m ²	1.55 kN/m ²	\$10.85	\$2,940.00
Colocada simple - Ladrillo	270.83 m ²	1.70 kN/m ²	\$23.55	\$6,380.00
Gypsum	270.83 m ²	0.75 kN/m ²	\$29.00	\$7,855.00

Tabla 6: Resumen de peso y costo por utilización de mampostería

A pesar de que el sistema de mampostería en gypsum es más ligero, su costo de implementación es casi tres veces mayor al sistema de bloque simple, por lo tanto, es mucho más práctico y económico el sistema convencional. Según lo mostrado en la Tabla 6.

Materiales de la estructura

La implantación estructural del bloque de vivienda está regido al diseño arquitectónico del proyecto. En esta implementación se consideran los materiales mostrados en la Tabla 7, donde se considera lo siguiente:

Perfiles estructurales

Comprende los elementos estructurales principales de la estructura, columnas y vigas.

Losa

Como ya se ha mencionado, se utiliza una losa colaborante la cual comprende el uso de dos materiales, acero y hormigón, en conjunto como un solo sistema.

Cimentaciones

Se utilizará un sistema de cimentación de zapatas aisladas, contando con el sistema de acoplamiento para la estructura de acero y el sistema de refuerzo.

Elemento estructural	Material	f_c (MPa)	f_y (MPa)
<i>Perfiles estructurales</i>	Acero A36		248.21
	Acero 572 Gr 50		344.74
<i>Losa colaborante</i>	Lámina metálica		344.74
	Hormigón	21.00	
<i>Cimentaciones</i>	Acero		420.00
	Hormigón	21.00	

Tabla 7: *Materiales de la estructura aplicada a la vivienda*

Cálculo de cargas

El cálculo de cargas se basa en las especificaciones proporcionadas por la NEC 2015, del capítulo NEC-SE-CG, además se toma en consideración las cargas de efecto sísmico basado en el capítulo NEC-SE-DS. Para establecer una referencia, en cuanto a las elevaciones del bloque de vivienda, se presenta a continuación la vista lateral izquierda en la Figura 3 donde se observa el nombre con el que se reconocerán de aquí en adelante.

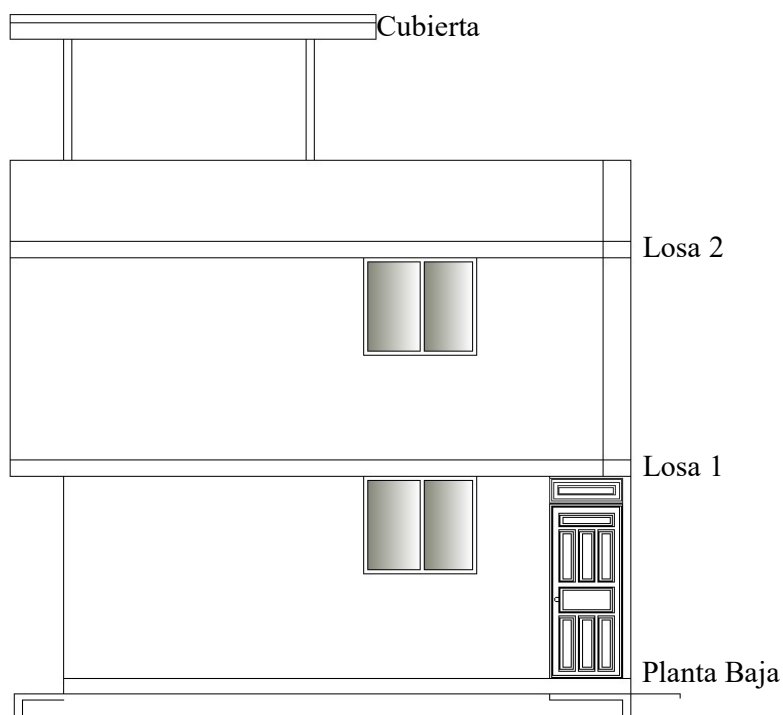


Figura 4: Vista lateral izquierda del bloque de vivienda.

Carga muerta (D)

Para la carga muerta se calcula el peso propio de la estructura, considerando los elementos estructurales como columnas, vigas y losa. Estos elementos estructurales son obtenidos para satisfacer la relación demanda-capacidad (D/C); estos elementos serán posteriormente especificados en la sección que respecta al análisis estructural.

Además, se le aplicará una sobrecarga de $0.2kN/m^2$ para la cubierta, $2.45kN/m^2$ para la losa 2 y $3.75kN/m^2$ para la losa 1, considerando el efecto de carga por mampostería y acabados como piso flotante, baldosa y cielo raso; obtenidos como se muestra en la Tabla 8.

El peso propio de la estructura será considerado por las implantaciones mostradas en las Figuras 4, 5 y 6.

	<i>Losa 1</i>	<i>Losa 2</i>	<i>Cubierta</i>	<i>Unidades</i>
Mampostería	3.33	2.00		kN/m^2
Cielo raso	0.20	0.20	0.20	kN/m^2
Baldosa	0.22	0.22		kN/m^2
Total (Redondeado)	3.75	2.45	0.20	kN/m^2

Tabla 8: Sobrecarga aplicada por losa

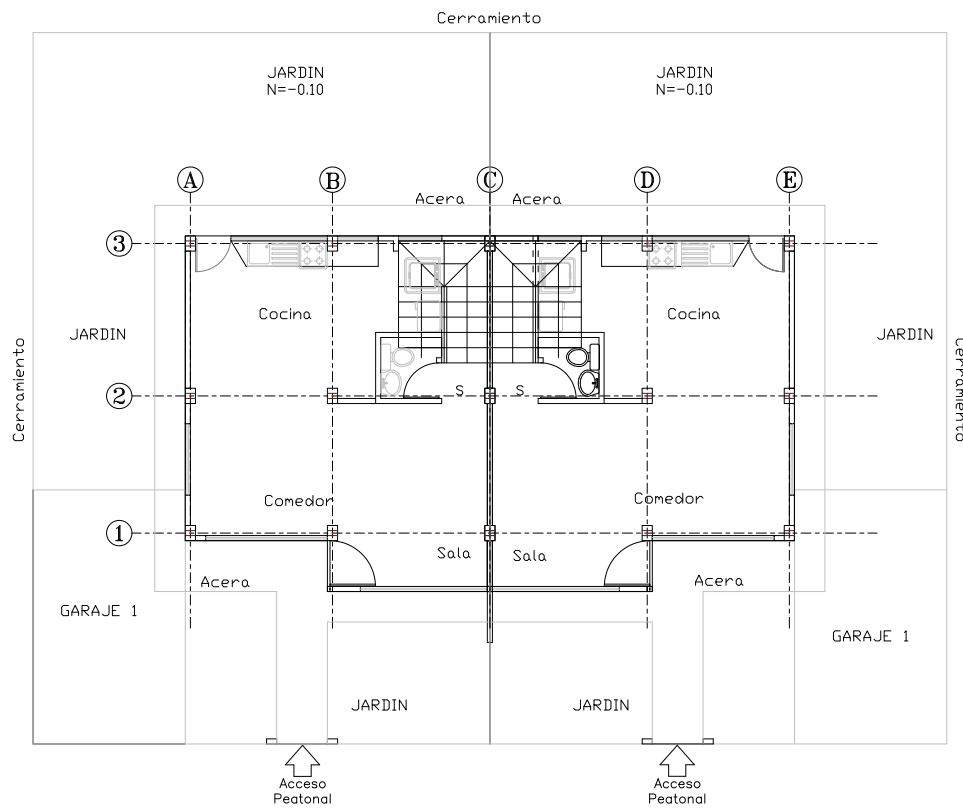


Figura 5: Implantación de la vivienda planta baja

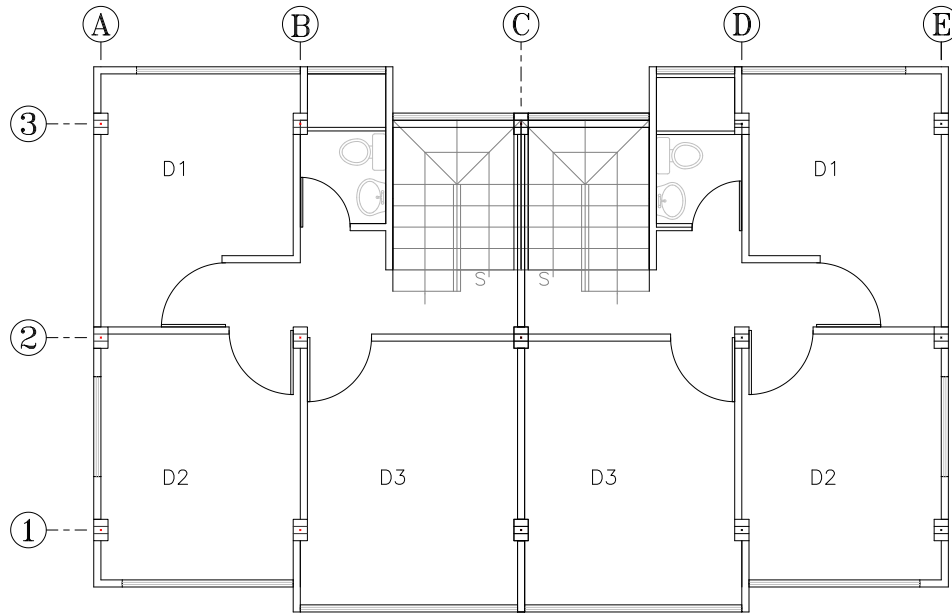


Figura 6: Implantación de la vivienda losa 1

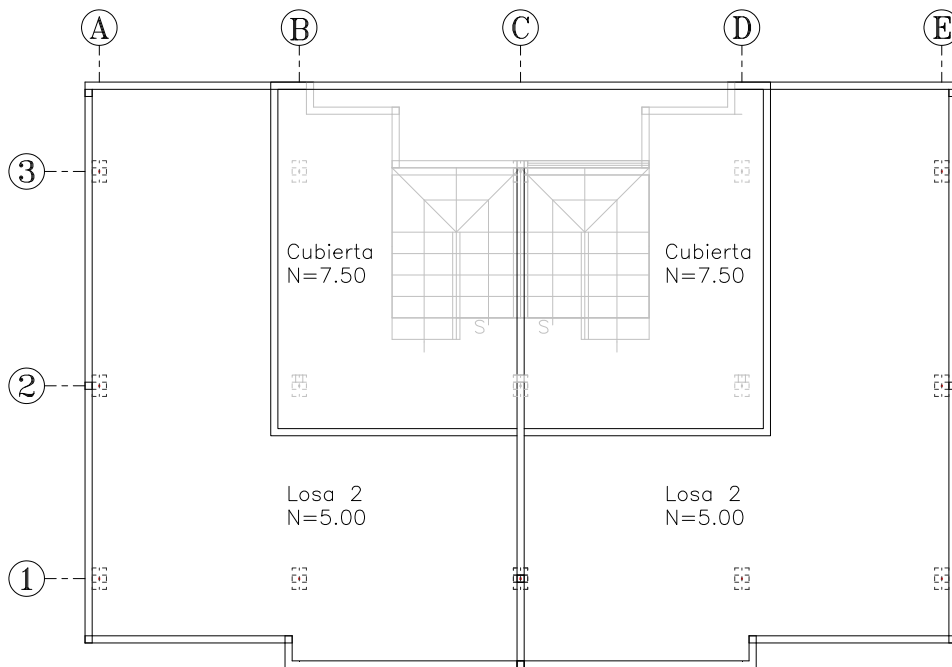


Figura 7: Implantación de la vivienda losa 2 y cubierta

Mampostería

Para el cálculo de sobrecarga de mampostería, se consideran todas las paredes del piso y se calcula su peso. Una vez obtenido el peso de toda la mampostería se divide para el área de piso, este es el valor de sobrecarga uniformemente distribuido a aplicarse. Para este proyecto se calculó una sobrecarga de mampostería de 3.33 kN/m^2 para la losa 1 y 0.72 kN/m^2 , como se muestra en la Tabla 9. Debido a que la NEC 2015 determina como valor mínimo aplicarse es de 2.0 kN/m^2 , se aplicará el valor obtenido matemáticamente para la losa 1 y lo establecido por la norma para la losa 2.

	<i>Metraje Lineal</i>	<i>Alt. Piso</i>	<i>Peso por m²</i>	<i>Peso total</i>	<i>Peso Distribuido en Losa 1</i>
Pared exterior	40.20 m	2.50 m	1.55 kN/m ²	155.98 kN	
Pared interior	30.45 m			118.15 kN	
				274.15 kN	3.33 kN/m²
	<i>Metraje Lineal</i>	<i>Alt. Piso</i>	<i>Peso por m²</i>	<i>Peso total</i>	<i>Peso Distribuido en Losa 2</i>
Pared exterior	40.20 m	1.00 m	1.55 kN/m ²	62.40 kN	0.72 kN/m²

Tabla 9: Cálculo de aporte de peso de mampostería

Losa conformada por deck metálico y hormigón $f'_c = 21 \text{ MPa}$

Para la losa de entrepiso se empleará una losa colaborante de la empresa NOVACERO, cuyas especificaciones técnicas se muestran en las Figura 7 y Tabla 10. Del diseño de la placa se obtiene un espesor de hormigón de 50 mm sobre el resaltante superior del deck metálico. Adicionalmente como refuerzo se aplicará una malla electrosoldada a 15 mm sobre el resaltante.



Figura 8: Especificaciones geométricas losa colaborante.

Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	as (kg/ m ²)	I _s (cm ⁴ / m)
0.76	7.81	9.03	39.37

Tabla 10: Especificaciones técnicas NOVALOSA 55

Esta conformación contribuye a la carga muerta con un equivalente mostrado en la Tabla 11.

Espesor de placa mm	Espesor Hormigón mm	Volumen Hormigón m ³ /m ²	Peso Losa Colaborante kg/m ²	kN/m ²
0.76	50	0.075	187.92	1.85

Tabla 11: Aporte de peso de la losa colaborante

Consideración de imperfecciones geométricas.

Se tiene en cuenta las posibles imperfecciones que se presentan en el desarrollo constructivo de los elementos estructurales, la normativa AISC 360-16, para el método de análisis directo, estipula la implementación de cargas ficticias para simular imperfecciones.

Estas cargas ficticias son calculadas mediante la fórmula (C2-1)

$$N_i = 0.002\alpha Y_i$$

Donde:

N_i Carga ficticia aplicada al nivel i (N)

α $\alpha = 1.0$ (LRFD)

Y_i Carga gravitacional aplicada en el nivel i de acuerdo con las combinaciones de carga LRFD (AISC, 2016)

Mediante esta fórmula se obtiene las cargas ficticias aplicadas en el sentido Y donde tienen mayor efecto desestabilizador. Las cargas aplicadas por cada nivel son mostradas en la Tabla 12.

<i>Piso</i>	<i>Carga (kN/m²)</i>	<i>A (m²)</i>	<i>Y_i (kN)</i>	<i>N_i (kN)</i>
Losa 1	5.60	87.50	490.00	0.98
Losa 2	4.30	87.50	490.00	0.98
Cubierta	2.05	31.00	63.55	0.13

Tabla 12: Cargas ficticias para consideración de imperfecciones por piso

Carga viva (L)

Para las cargas vivas aplicadas se toma en cuenta la utilización y ubicación del proyecto a emplearse, como se describe a continuación. Posteriormente se muestra un resumen de las cargas vivas aplicadas por piso en la Tabla 13.

Carga por utilización

Se considera una carga sobre la cubierta de $0.7kN/m^2$, la cual no es necesario aplicar el factor de reducción para prevención de caída de ceniza o granizo, para estructuras sobre los 1000 *msnm*; una sobrecarga de $2.0kN/m^2$ a las losas por utilización en viviendas. Estos valores de sobrecarga están tomados de acuerdo con la Tabla 9 del apéndice 4.2 de NEC-2015.

Carga de granizo

La carga de granizo considerada para la estructura es equivalente a $1.0kN/m^2$ para la cubierta plana en edificaciones en una altura mayor a 1500 *msnm*.

Carga de viento

Dado que el bloque de vivienda tiene una altura menor a 10m, la carga de viento no refiere significativamente al diseño como la carga sísmica, debido a esto se puede despreciar la carga viento.

<i>Piso</i>	<i>Carga (kN/m²)</i>
Losa 1	2.00
Losa 2	3.00
Cubierta	1.70

Tabla 13: Resumen de cargas vivas aplicadas por piso

Carga sísmica (E)

Para la carga sísmica se utiliza el método del análisis modal espectral para calcular las fuerzas sísmicas. Para este método se especifica un sismo de diseño, determinado a partir del mapa de peligro sísmico de NEC-2015. Los efectos dinámicos de este sismo se pueden modelar mediante un espectro elástico de diseño.

Para determinar la aceleración máxima esperada para este sismo de diseño, se consideró el factor Z y coeficientes de amplificación de suelo según estipulaciones de NEC-2015, obteniendo el espectro sísmico mostrado en la Figura 8.

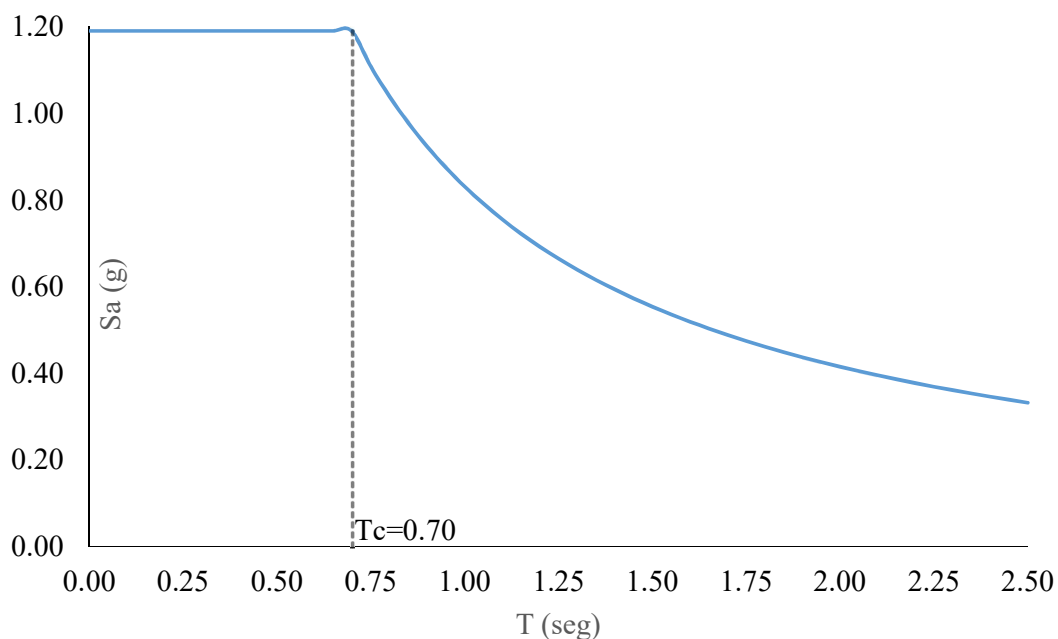


Figura 9: Espectro sísmico elástico de diseño

Análisis modal espectral

Para determinar cómo repercute la aceleración de la acción dinámica sísmica sobre la estructura se simplifica el sistema suponiendo que el sismo genera fuerzas horizontales en los pórticos de la estructura. (Alonso, 2013). Como punto de partida en el método del análisis modal espectral, se requieren conocer los modos y frecuencias naturales del sistema los cuales se obtienen matemáticamente a partir de las matrices de masas y de rigidez de la estructura.

Esto es importante ya que los desplazamientos que experimenta la estructura en relación con la aceleración sísmica dependen solamente de la frecuencia propia y del amortiguamiento de la estructura. Para esta estructura se tienen los modos de la Tabla 14 con sus períodos y frecuencias naturales, obtenidos mediante el programa de simulación ETABS 2016.

<i>Modo</i>	<i>Periodo</i>	<i>Freq</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	
1	0.532	1.881	-	85%	-
2	0.510	1.96	85%	-	1%
3	0.432	2.316	1%	-	86%
4	0.199	5.035	-	10%	-
5	0.189	5.298	9%	-	-
6	0.168	5.94	-	-	5%
7	0.137	7.297	4%	-	2%
8	0.136	7.342	-	5%	-
9	0.123	8.127	1%	-	6%

Tabla 14: *Periodos, frecuencias y participación de masa modales de la estructura*

A continuación, se determina cuál es la fuerza que actúa debido al análisis estático. Esta fuerza viene dada por la fórmula de la cortante basal, la cual es una función del peso de la estructura, como se describe:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}W = 148.50 \text{ kN}$$

Donde:

V Cortante basal de diseño.

I Factor de importancia. Para todas las estructuras de edificación no esenciales o de ocupación especial. $I = 1.0$

T_a Periodo de vibración, obtenido mediante análisis modal del programa ETABS. $T_a = 0.532 \text{ s}$

$S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración. $S_a(T_a) = 1.1904$

R Factor de reducción para sistemas estructurales dúctiles de pórticos resistentes a momento. $R = 8.0$

ϕ_P Coeficiente de irregularidad en planta.

$$0.15 \times 7.65\text{m} = 1.15\text{m}$$

$$0.85 < 1.15\text{m}$$

Dado que la edificación no tiene retrocesos excesivos al 15% de la longitud adyacente al mismo, así como tampoco discontinuidades o ejes no paralelos se considera una estructura regular. Por lo tanto: $\phi_P = 1.0$

ϕ_E Coeficiente de irregularidad en elevación. Dado que la edificación no presenta un piso flexible, por uniformidad de las rigideces por piso, así como tampoco irregularidad geométrica y mantiene una diferencia de altura en entrepisos y distribución de masa constante se la considera regular. Por lo tanto: $\phi_E = 1.0$

W Carga sísmica reactiva. Esta carga consta del peso estructural y las consideraciones de sobrecarga previamente determinadas como se muestra en resumen la Tabla 15.

		<i>Cantidad</i>	<i>Peso</i>	<i>Total</i>
Sobrecarga	Losa 1	87.50 m ²	3.75 kN/m ²	328.13 kN
	Losa 2	87.50 m ²	2.45 kN/m ²	214.38 kN
	Cubierta	31.00 m ²	0.20 kN/m ²	6.2 kN
Losa colaborante		206.00 m ²	1.85 kN/m ²	381.10kN
Columnas		0.35 m ³	76.97 kN/m ³	26.94kN
Vigas Princ.		0.47 m ³	76.97 kN/m ³	36.18 kN
Vigas Sec.		0.13 m ³	76.97 kN/m ³	10.00 kN
Total				1002.95 kN

Tabla 15: Resumen de contribuciones de peso de la estructura para carga sísmica reactiva.

Con este valor de cortante basal obtenido se calcula la fuerza de la cortante basal en cada dirección y de esta manera, se determinan las fuerzas de acción del método estático en cada piso.

<i>Nivel</i>	<i>Fuerza E/r (kN)</i>	<i>Fuerza E (kN)</i>
Losa 1	48.55	388.40
losa 2	75.15	601.20
cubierta	20.62	164.95

Tabla 16: Fuerzas actuantes por piso. (Método estático)

ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y RESULTADOS DEL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURLES (MODELAMIENTO ETABS)

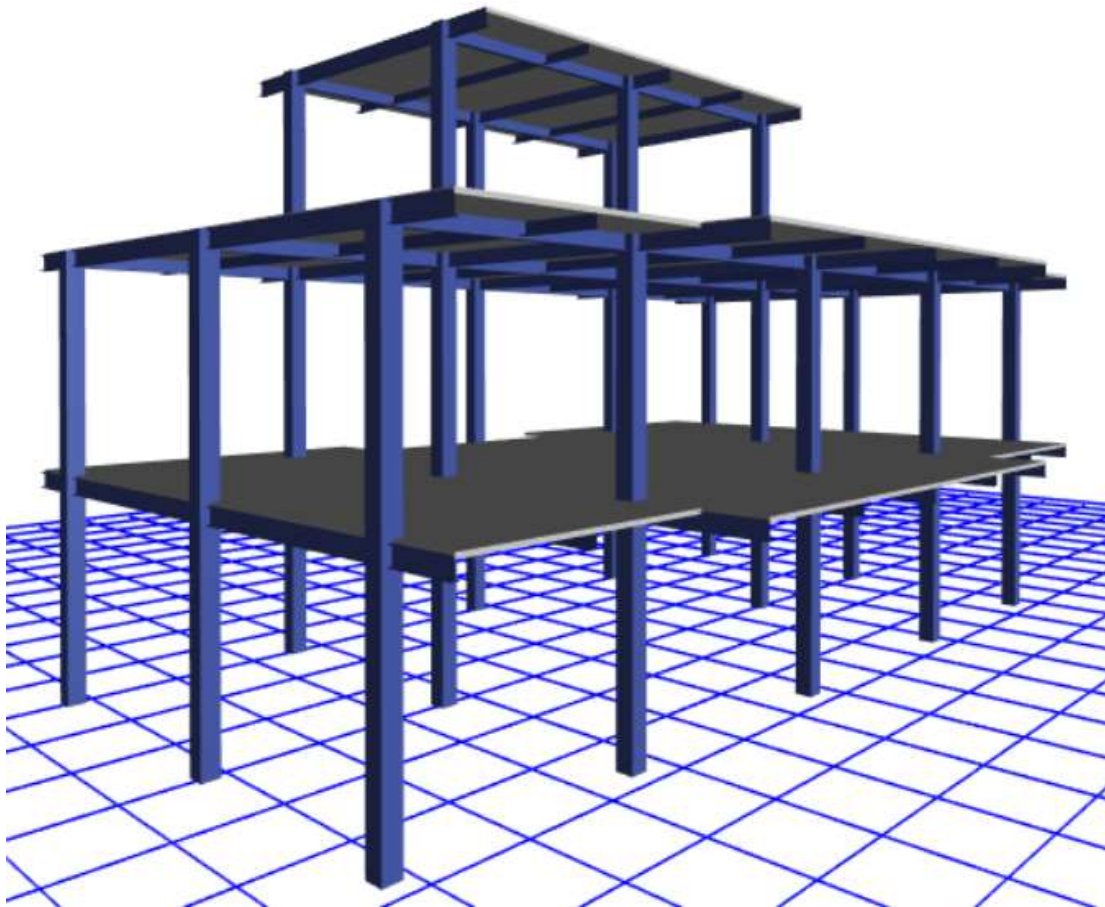


Figura 10: Render modelo estructural ETABS

Para el modelamiento de la estructura se considera los planos arquitectónicos del módulo de vivienda y también se realiza un proceso iterativo para encontrar los perfiles comerciales que cumplan con las normativas internacionales de diseño AISC 360-16. Se consideran los perfiles de la empresa Novacero obteniendo las siguientes secciones a utilizarse.

Secciones

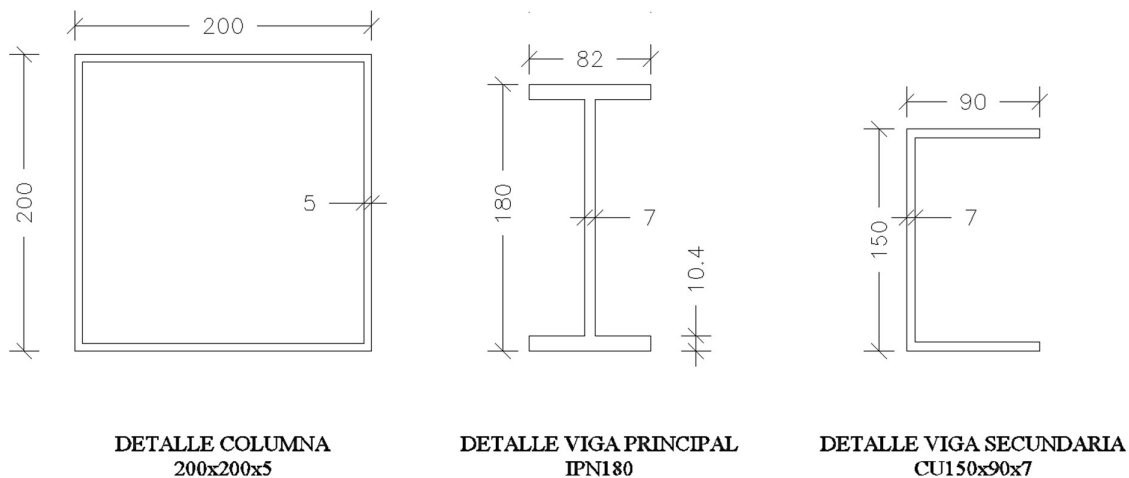


Figura 11: Detalle de sección perfiles estructurales [mm]

Descripción	Unidades	Columna	Viga p.	Viga s.
AREA	cm^2	39.00	28.00	19.10
INERCIA	I_x cm^4	2473.30	96.00	155.80
	I_y cm^4		1460.00	691.60
MODULO ELÁSTICO	S_y cm^3	247.30	23.40	58.20
	S_x cm^3		162.20	92.20
MODULO PLÁSTICO	Z_x cm^3	285.20	188.40	44.80
	Z_y cm^3		36.90	106.30
RADIO DE GIRO	r_x mm	79.60	18.50	28.60
	r_y mm		72.20	60.20
PESO	kN/m	0.30	0.22	0.15

Tabla 17: Propiedades de sección perfiles estructurales

Para determinar estas secciones, se consideraron las cargas previamente dispuestas. Se realizó el modelamiento en el programa de simulación ETABS 2016, para encontrar aquella

sección que presenta la relación demanda capacidad (D/C) más cercana a 1, es decir, el valor de la capacidad sea mayor a la demanda, asegurando su funcionalidad. A continuación, se presenta la obtención de D/C en la Figura 11.

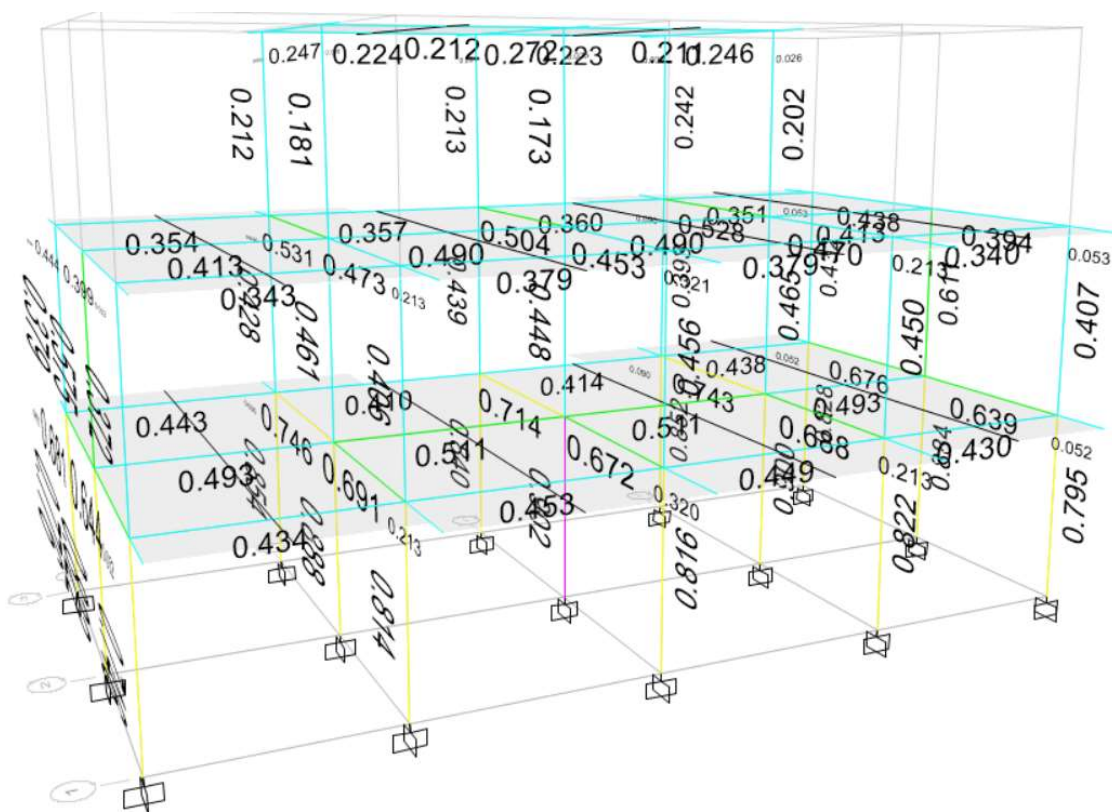


Figura 12: Relación demanda capacidad (D/C). Valores y distribución por color. Obtenidas por ETABS.

En el proceso de diseño se presentan cambios respecto a la geometría y disposición de los elementos. Inicialmente se consideró para las columnas una sección transversal tipo I, sin embargo, dado que esta sección presenta una rigidez mayor en uno de sus ejes, producía un problema en el control de derivas debido a carga sísmica. Por lo anterior se cambia a una sección cuadrada, facilitando las conexiones y la disposición de los elementos.

Después del proceso iterativo antes mencionado y obtenidas las secciones y la distribución estructural, como se muestra en la Figuras 12 y 13

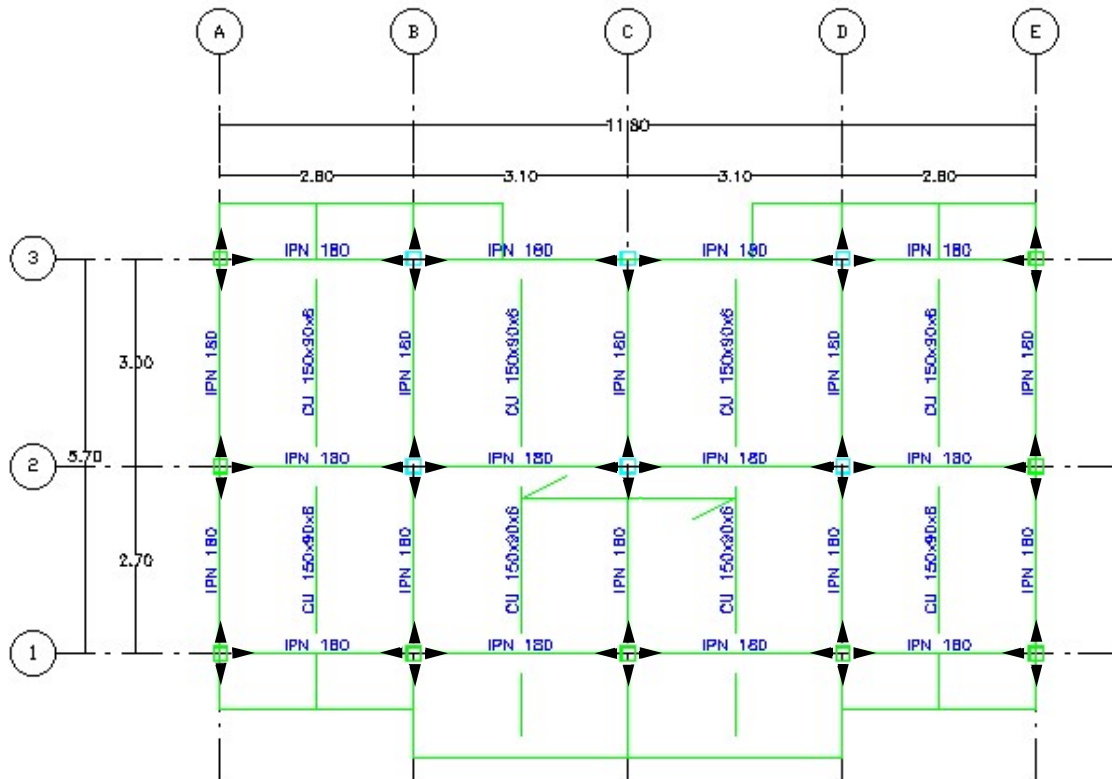


Figura 13: Implantación estructural. Losa 1 y 2

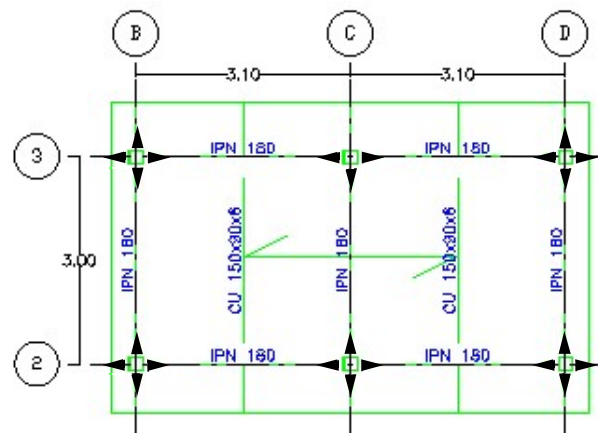


Figura 14: Implantación estructural. Cubierta

Conociendo los periodos (Tabla 14), y las secciones obtenidas para la estructura se puede analizar los valores de derivas de piso, las cuales según la NEC 2015, no deben sobrepasar el 2% de la altura de piso evaluando los efectos la carga sísmica. (MIDUVI, 2015)

El chequeo de las derivas será efectuado mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

Δ_M Es la deriva máxima inelástica

R Factor de reducción, $R = 8.0$

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

En la Figura 14, se muestra el chequeo de derivas máximas. Se puede concluir que la estructura cumple los requerimientos de serviciabilidad requerida ya que se obtiene una deriva máxima para el segundo piso de 1.80%.

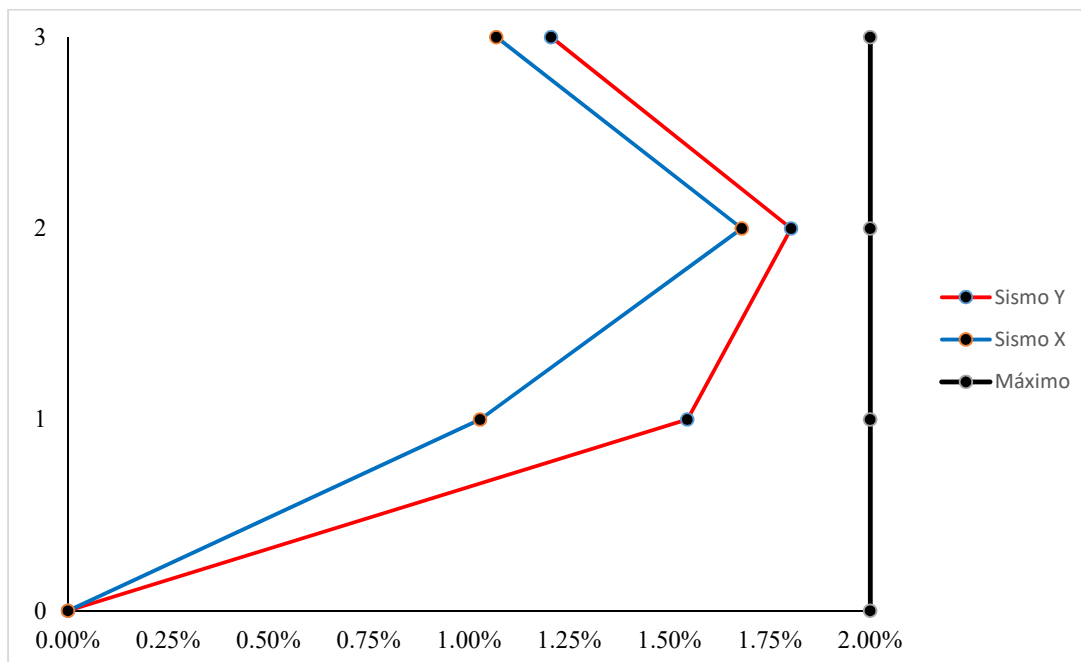


Figura 15: Máximas derivas de piso

Para comprobar la relación D/C, se escogieron aquellos elementos con valor más cercano a 1, es decir aquellos que se acercan al estado crítico. Los elementos que serán analizados son los que se describen en la Tabla 19, con sus respectivas combinaciones de carga a evaluarse. Para esta comprobación se calculará a mano la resistencia y esfuerzos máximos de los elementos mencionados, de acuerdo con el AISC360-16.

ELEMENTO	COMBO	D/C	P_u[kN]	V_u[kN]	M_u[kN m]
COLUMNA C2	1.2D + L + EY + 0.3EX	0.902	184.53	25.99	39.72
VIGA B2-B3	1.2D + L + EY + 0.3EX	0.746	-	34.38	31.39

Tabla 18: Elementos de la estructura que presentan D/C más cercano a 1

Diseño de elementos estructurales

Método de diseño de análisis directo

Con el fin de suministrar estabilidad a toda la estructura y a cada uno de los elementos que la componen, se considera lo siguiente:

Deformaciones por flexión cortante o esfuerzo axial

El análisis deberá considerar las deformaciones por flexión, cortante y fuerza axial y las deformaciones de todos aquellos componentes y conexiones que contribuyan a los desplazamientos de la estructura. Estas deformaciones provienen del sistema de cargas aplicado, donde contribuyen todas las cargas gravitacionales de acuerdo con NEC-2015 y cargas ficticias de imperfección y las secciones utilizadas para la estructura. Las deformaciones obtenidas son tomadas en las consideraciones del análisis estructural en la simulación de ETABS 2016.

Efectos de segundo orden

El uso de este método está limitado a estructuras que soporten cargas gravitacionales a través de columnas y pórticos. El análisis de los elementos estructurales mediante el programa de simulación ETABS 2016, consideró los efectos $P - \Delta$ de segundo orden

Imperfecciones geométricas

El efecto de las imperfecciones iniciales en la estabilidad de la estructura debe estar tomado en consideración ya sea modelado directamente o mediante el cálculo de cargas ficticias que simulen estas imperfecciones. Para estructuras que soportan cargas gravitacionales a través de columnas y pórticos verticales, se le permite el uso de cargas ficticias para representar los efectos de las imperfecciones geométricas. Los cálculos de estas cargas ficticias de imperfecciones son mostrados en carga muerta, mostrada en la Tabla 12.

Reducciones de rigidez por comportamiento inelástico

El análisis de la estructura debe usar rigideces reducidas con tal de determinar las resistencias requeridas de los distintos componentes. Un factor de 0.8 debe ser aplicado a todas las rigideces que contribuyan a la estabilidad de la estructura. Además de este factor, un factor τ_b , deberá ser aplicado a las rigideces a flexión de todos los elementos que contribuyan a la estabilidad de la estructura. Cuando:

$$\alpha P_r / P_y \leq 0.5 \therefore \tau_b = 1.0$$

$$\alpha P_r / P_y > 0.5 \therefore \tau_b = 4(\alpha P_r / P_y)[1 - (\alpha P_r / P_y)]$$

Sin embargo, para estructuras donde se apliquen las cargas ficticias por imperfecciones en cada piso se permite utilizar $\tau_b = 1.0$ para todos los casos.

Combinaciones de carga

Para el diseño de los elementos, se considera las combinaciones de carga estipuladas por la NEC 2015 mostradas en la Tabla 19. Con estas combinaciones se analizan cuáles son los momentos flectores y fuerzas cortantes mayores que se presentan en la estructura, ya que estos serían los actuantes críticos para el diseño. Para el diseño se consideran los límites planteados por la norma internacional AISC 310-16, así como también el diseño por capacidades de cada elemento.

1	1.4 D
2	1.2 D + 1.6L + 0.5S
3	1.2D + 1.0E + L + 0.2S
4	0.9D + 1.0E

Tabla 19: *Combinaciones de carga consideradas para el diseño*

Columna C2

Diseño a compresión

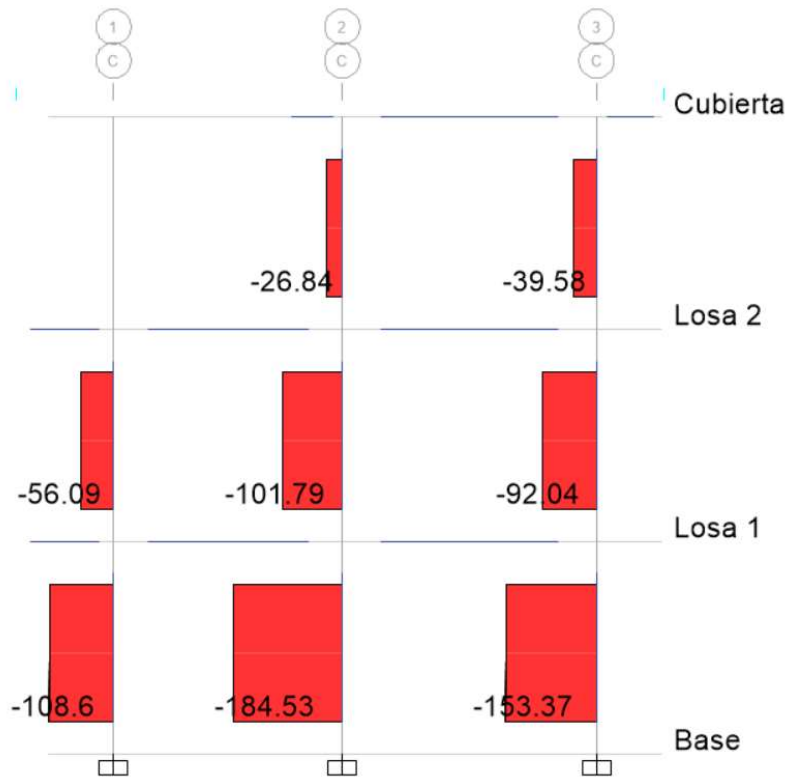


Figura 16: Diagrama de fuerzas axiales, [kN] Combo 1.2D+L+EY+0.3EX

Al igual que todos los elementos de acero, es necesario realizar una comprobación respecto a la esbeltez del elemento, de modo tal que no se presente pandeo local o pandeo global. Para esto es necesario que la relación ancho-espesor λ de los elementos individuales de la sección sean menor o iguales a $\lambda_r = \text{radio límite de esbeltez}$.

De acuerdo con la Tabla B4. 1a del manual de construcción AISC360-16, λ_r será igual a:

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

En donde:

λ_r Relación límite de esbeltez ancho/espesor para secciones rectangulares de espesor uniforme.

E Módulo de elasticidad del acero

F_y Esfuerzo de fluencia del acero

Este valor λ_r debe compararse con el λ_w de la sección que se está utilizando, para lo cual se obtiene:

$$\lambda_w = \frac{b_{dis}}{t_{dis}} = \frac{H - 2t_{nom}}{0.93 \times t_{nom}} = \frac{200 - 2(5)}{0.93 * 5} = \frac{190}{4.65} = 40.86$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{200GPa}{248.24Mpa}} = 39.74$$

$$\lambda_w > \lambda_r \therefore \text{Sección esbelta}$$

En donde:

λ_w Radio ancho/espesor

b_{dis} Distancia libre entre las almas menos las esquinas redondeadas de cada lado. Dado que no se conoce el radio de la esquina, b se tomará como la distancia exterior menos 3 veces el espesor de diseño.

t_{dis} Espesor de diseño. Para el caso de secciones rectangulares de espesor constante armados se considera el espesor de diseño igual al 93% del espesor nominal.

Pandeo global

El pandeo global, o pandeo por flexión para secciones de miembros esbeltos se calcula en base al estado límite de pandeo por flexión. Como lo estipula la sección E7 (AISC, 2016)

$$P_n = F_{cr} A_e$$

En donde:

P_n Fuerza nominal por compresión.

F_{cr} Esfuerzo crítico.

A_e Área efectiva

El esfuerzo crítico se obtiene a través del factor de esbeltez, $\frac{L_c}{r}$.

Donde:

L_c Longitud efectiva $L_c = KL$. Para lo cual se considera $L = 2500 \text{ mm}$ correspondiente a la longitud libre sin arriostamientos de la columna; $K = 1.0$ correspondiente al factor de longitud efectiva considerando que se está comprobando por el método directo.

r Radio de giro de la sección. $r = 79.60 \text{ [mm]}$

De aquí obtenemos lo siguiente:

$$\frac{L_c}{r} = \frac{KL}{r} = \frac{(1)(2500)}{79.60} = 31.41$$

Para determinar si el pandeo se encuentra en la zona elástica o plástica de la sección, se tiene el estado límite $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.69$ que se compara con la esbeltez.

Según AISC (Capítulo E3), estamos en la zona de pandeo inelástico dado que:

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Por lo tanto, el esfuerzo crítico se calcula como sigue:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

F_e Esfuerzo de pandeo elástico determinado por la ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 200 \text{GPa}}{31.41^2} = 2000.75 \text{ MPa}$$

De aquí obtenemos:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{248.24}{2000.75}} \right] 248.24 = 235.68 \text{ MPa}$$

El área efectiva se obtiene mediante la consideración b_e , que es el ancho efectivo para secciones con elementos esbeltos.

$$\text{Cuando } \lambda = 40.86 > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = 39.74 \sqrt{\frac{248.24 \text{ MPa}}{235.68 \text{ MPa}}} = 40.79$$

$$\therefore b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}$$

Donde

F_{el} Esfuerzo elástico para pandeo local

c_1 y c_2 Obtenidos de la Tabla E7.1 de AISC 360-16

$$F_{el} = \left(c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y$$

$$F_{el} = \left(1.38 \frac{39.74}{40.86} \right)^2 248.24 \text{ MPa} = 447.19 \text{ MPa}$$

$$b_e = 200 \left(1 - 0.20 \sqrt{\frac{447.19}{235.68}} \right) \sqrt{\frac{447.19}{235.68}} = 199.60$$

De aquí obtenemos

$$A_e = A_g - 2(b - b_e)t = 39.00 - 2(200 - 199.60)5 = 35 \text{ cm}^2$$

A partir de los datos que conocemos para la sección tenemos:

$$P_n = F_{cr}A_e = (235.68 \text{ MPa}) * (35.00 \text{ cm}^2) = 824.90 \text{ kN}$$

Para un factor de seguridad al pandeo $\phi = 0.90$. Se obtiene ϕP_n , la fuerza a compresión de diseño.

$$\boxed{\phi P_n = 742.40 \text{ kN}}$$

Diseño a flexión.

Los elementos sujetos a flexión deben ser analizados para efectos de fluencia y pandeo lateral torsional. El capítulo F del Manual de Construcción en Acero del AISC explica cómo llegar a encontrar el momento a flexión de diseño, ϕM_n , que sea mayor a la demanda a momento mostrado en la Figura 16

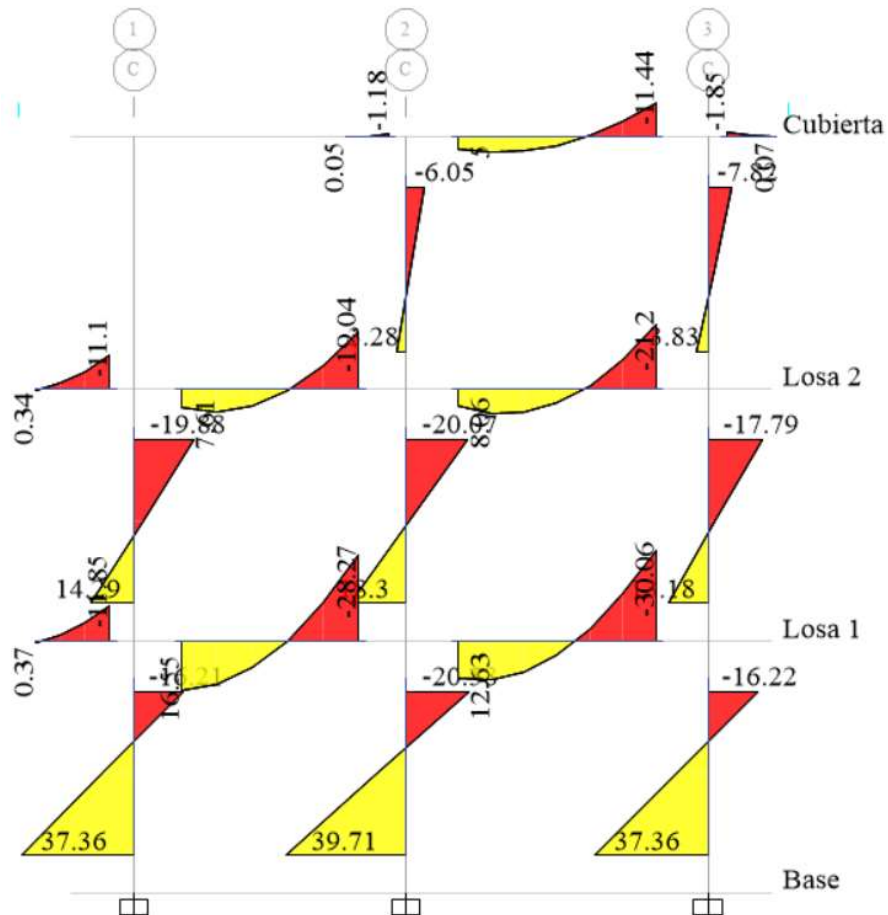


Figura 17: Diagrama de momento flector [kN m], Combo 1.2D+L+EY+0.3EX

Para el caso de esta columna se hace referencia a la sección F7 del AISC 360-16, donde la resistencia a flexión nominal debe ser el menor valor obtenido para los estados límites de fluencia, pandeo local y pandeo local torsional (sí aplica). Primero se debe saber si la sección es compacta, esbelta o no esbelta, analizando la relación ancho espesor λ , para lo cual se utiliza la Tabla B4.1b de AISC360-16.

$$\lambda_w = \frac{h_{dis}}{t_{dis}} = \frac{H - 2t_{nom}}{0.93 \times t_{nom}} = \frac{200 - 2(5)}{0.93 * 5} = \frac{190}{4.65} = 40.86$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 \sqrt{\frac{200GPa}{248.24MPa}} = 68.69$$

$$\lambda_w < \lambda_p \therefore \text{alma compacta}$$

$$\lambda_f = \frac{h_{dis}}{t_{dis}} = \frac{H - 3t_{dis}}{0.93 \times t_{nom}} = \frac{200 - 3(0.93 * 5)}{0.93 * 5} = \frac{186.05}{4.65} = 40.01$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{200GPa}{248.24MPa}} = 31.79$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{200GPa}{248.24MPa}} = 39.74$$

$$\lambda_f > \lambda_r \therefore \text{aleta esbelta}$$

Estado límite: Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_n = M_p = 248.24MPa \times 285.20cm^3 = 70.80kN m$$

En donde:

Z Módulo de la sección plástica.

Estado límite: Pandeo local (FLB)

No se aplica la comprobación al pandeo local del alma por ser una sección compacta

$$M_n = F_y S_e$$

Donde:

S_e Módulo de sección efectiva considerando el ancho efectivo b_e , como:

$$b_e = 1.92t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0.34}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq b$$

$$b_e = 1.92(5) \sqrt{\frac{200GPa}{248.24MPa}} \left(1 - \frac{0.34}{\frac{200}{5}} \sqrt{\frac{200GPa}{248.24MPa}} \right) \leq 200$$

$$b_e = 206.75 \not\leq 200$$

$$S_e = S_x$$

$$M_{nf} = 248.24MPa \times 247.30cm^3 = 61.39kN m$$

Estado límite: Pandeo lateral torsional

$$L_b = 2,5 m$$

$$L_p = 0.13Er_y \frac{\sqrt{JA_g}}{M_p} = 0.13 * 200GPa * 79.6mm \frac{\sqrt{3707.4cm^4 * 39cm^2}}{70.80 kN m} = 11.12 m$$

$$L_b < L_p \therefore M_n = M_p$$

Así se obtiene para el menor M_n , con un factor de seguridad $\phi = 0.90$ para flexión:

$$M_n = 61.39 kN m$$

$$\boxed{\phi M_n = 55.25kN m}$$

Diseño a cortante

Para calcular la fuerza de resistencia nominal a corte, se utiliza el capítulo G del AISC360-16. Para obtener la cortante nominal V_n mayor a la demanda de la columna como se muestra en la Figura 17.

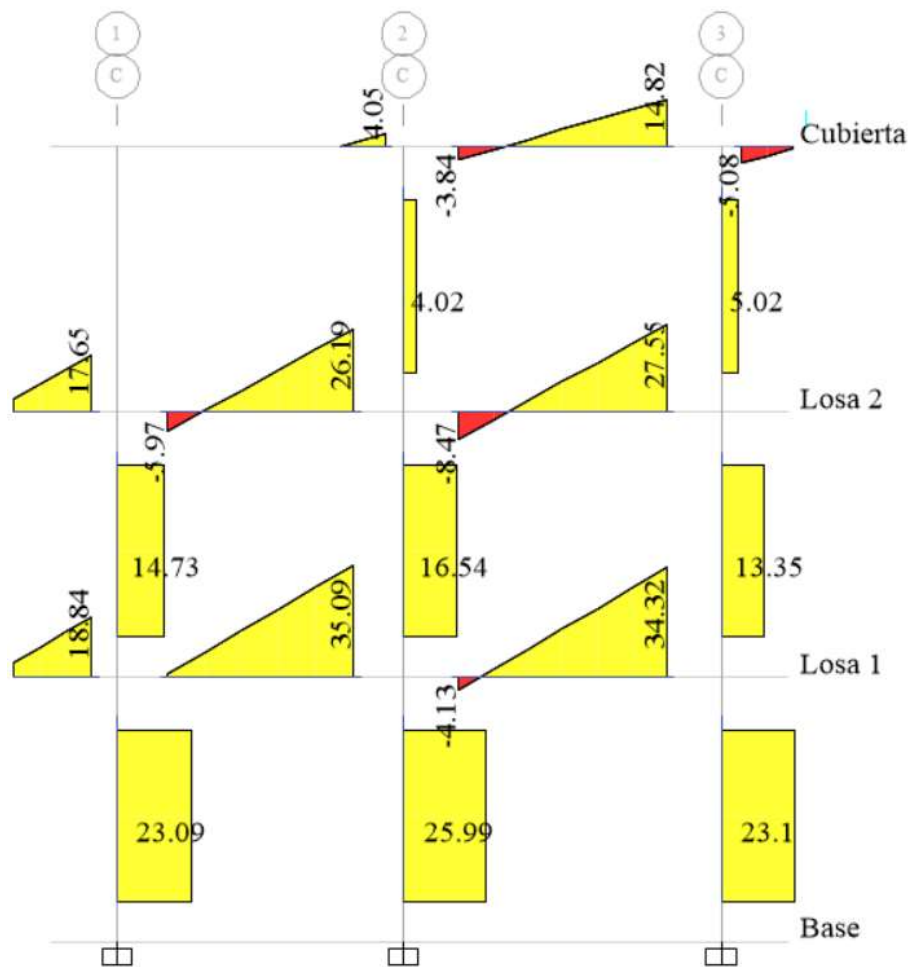


Figura 18: Diagrama de cortante [kN], Combo 1.2D+L+EY+0.3EX

Para esto se tiene la siguiente ecuación:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

A_w Área del alma, profundidad total por el espesor del alma.

$$A_w = 2ht = 2 \times 190 \times 4.65 = 1767.00 \text{ mm}^2$$

C_v Se compara la razón h/t_w como a continuación:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{h}{t_{dis}} = \frac{190}{4.65} = 40.86$$

$$k_v = 5.00$$

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{5.34 * 200 \text{ GPa}}{248.24 \text{ MPa}}} = 72.15$$

Cuando

$$1.10 \sqrt{k_v E / F_y} \geq h / t_w$$

$$\therefore C_v = 1.0$$

Así se obtiene:

$$V_n = 0.6 \times 248.24 \text{ MPa} \times 1767.00 \text{ mm}^2 \times 1.0 = 263.18 \text{ kN}$$

Para un factor de seguridad a corte $\phi = 0.9$

$$\boxed{\phi V_n = 236.87 \text{ kN}}$$

Fuerzas últimas.

Para calcular la fuerza axial última y el momento último aplicados sobre el elemento, se analizaron los diagramas de fuerza axial y momento. La combinación de cargas a analizar tanto para P_u como para M_u es:

$$1.2D + L + EY + 0.3EX$$

Debido a que esta combinación se presenta como la crítica en cuanto a efectos de carga se refiere. De los diagramas de fuerza axial y momento se obtiene la siguiente información para este elemento:

Combo	P_u (kN)	$V_{u_{mayor}}$ (kN)	$M_{u_{mayor}}$ (kN m)	$V_{u_{menor}}$ (kN)	$M_{u_{menor}}$ (kN m)
$1.2D + L + EY + 0.3EX$	184.53	25.99	39.71	3.12	4.85

Tabla 20: Cargas últimas para la combinación de cargas $1.2D + L + EY + 0.3EX$

A partir de esta información se comprueba que:

$$M_u < \phi M_n$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$P_u < \phi P_n$$

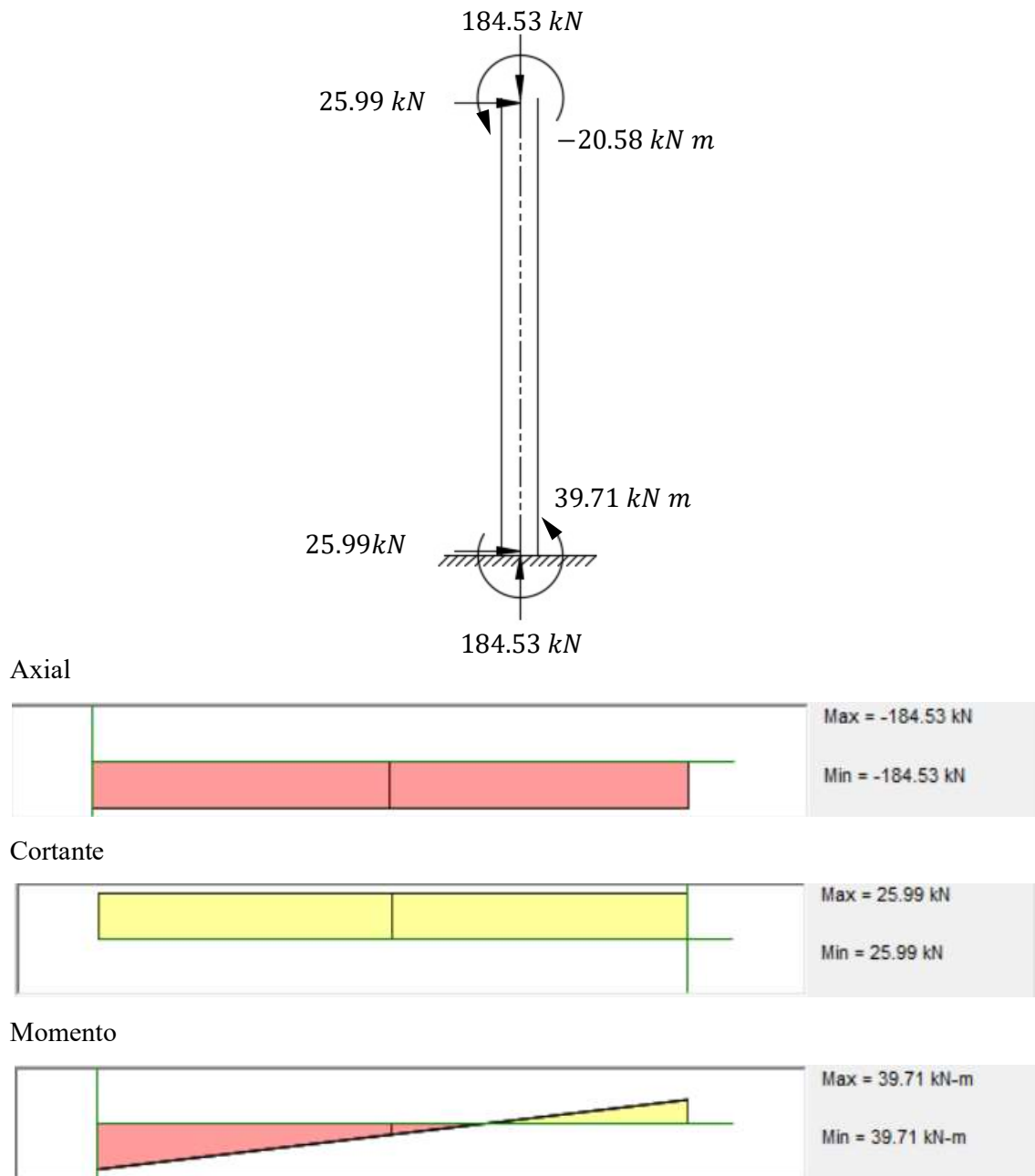


Figura 19: Diagramas de axial, cortante y momento en columna C2

Finalmente, para obtener el radio demanda/capacidad, se calcula de acuerdo con la sección H1 del AISC, donde se analiza el caso al cual corresponde.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{184.53}{742.40} = 0.25$$

Dado que la relación de carga última y carga nominal es mayor a 0.2, entonces:

$$\frac{D}{C} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) = \frac{184.53}{742.40} + \frac{8}{9} \left(\frac{39.72}{55.25} + \frac{4.85}{55.25} \right) = 0.96$$

De acuerdo con la relación D/C mostrada en la Tabla 19, obtenido en ETABS y la relación obtenida por la comprobación matemática, se observa que los valores son aproximados. Esta diferencia puede deberse a que el programa de simulación continúa trabajando bajo los lineamientos de la norma AISC360-10 y la comprobación matemática utiliza los lineamientos de la norma AISC36016, sin embargo, estos valores no son distantes y ambos cumplen el requerimiento de demanda capacidad menor a 1. Los valores obtenidos por la simulación de ETABS se muestran en el Anexo 3.

Viga principal (B2-B3)

Diseño a flexión.

Para el caso de vigas sujetas a flexión, los estados límites que deben ser chequeados, de acuerdo con el manual de construcción son: fluencia, pandeo lateral torsional, pandeo local y corte. Con estos límites se obtiene un ϕM_n , mayor a la demanda de la viga mostrado en la Figura 19.

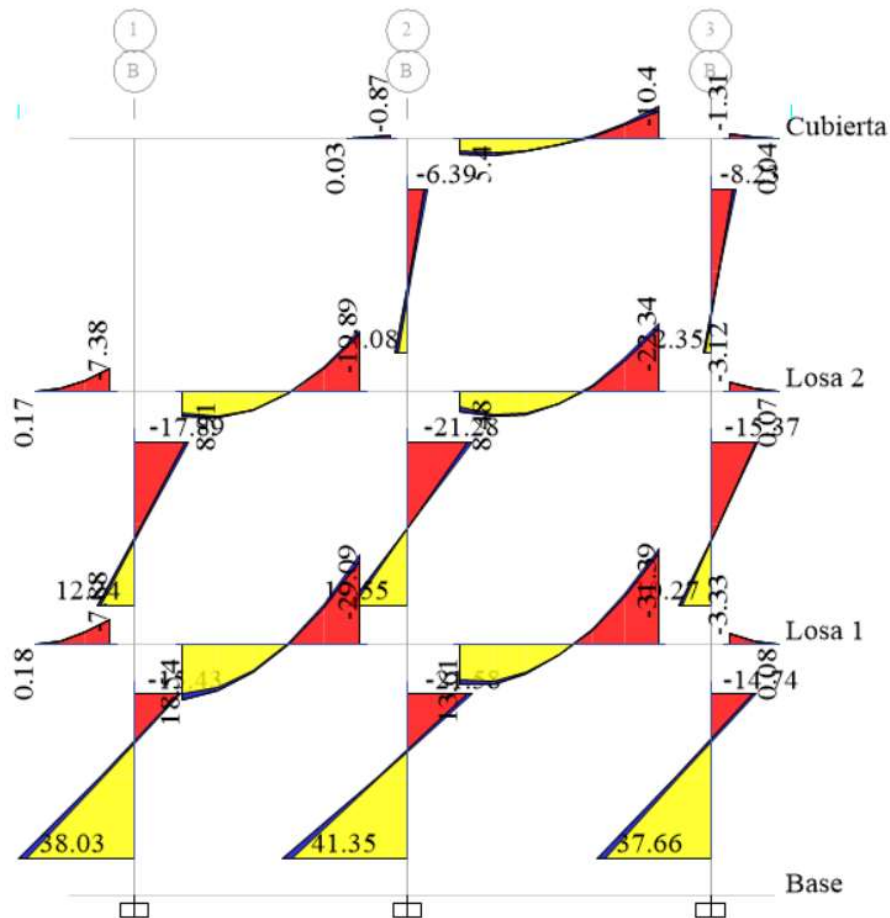


Figura 20: Diagrama de momento flector [kN m], Combo 1.2D+L+EY+0.3EX

El chequeo de esbeltez para una sección tipo I esta descrito en la Tabla B4.1b donde, para determinar si los patines de la sección son compactos, no compactos o esbeltos, se determina el radio de esbeltez del patín y se lo compara con los radios límites.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f} = \frac{41}{(10.4)} = 3.94$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200 \text{ GPa}}{248.24 \text{ MPa}}} = 10.79$$

$$\lambda_f < \lambda_{pf} \therefore \text{patines compactos}$$

En donde:

λ_f Radio límite de esbeltez ancho/espesor para patines.

λ_{pf} Límite para un patín compacto.

Ahora se determina la esbeltez del alma con los respectivos radios de esbeltez.

$$\lambda_w = \frac{h_{dis}}{t} = \frac{H - 3t}{t} = \frac{180 - 3(10.4)}{6.9} = \frac{148.80}{6.9} = 21.56$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200 \text{ GPa}}{248.24 \text{ MPa}}} = 106.73$$

$$\lambda_w < \lambda_{pw} \therefore \text{alma compacta}$$

En donde:

λ_w Radio límite de esbeltez ancho/espesor para el alma.

λ_{pw} Límite para un alma compacta.

Dado que la sección es compacta se procede el diseño de fluencia (F_y) y pandeo lateral torsional (PLT) de acuerdo con la sección F2 del manual de construcción.

Estado límite: Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = 248.24 \text{ MPa} * 188.40 \text{ cm}^3 = 46.77 \text{ kN m}$$

Estado límite: Pandeo lateral torsional

Para conocer si existe PLT, es necesaria analizar la longitud efectiva de la viga con respecto a los valores L_p y L_r , según sea necesario. De aquí:

$$L_b = 1.5 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 * 72.20 \sqrt{\frac{200 \text{ GPa}}{248.24 \text{ MPa}}} = 3.61 \text{ m}$$

$$\text{Cuando } L_b \leq L_p \therefore M_n = M_p .$$

Una vez encontrado el valor de momento nominal más bajo utilizamos el coeficiente de seguridad $\phi = 0.9$ donde se obtiene:

$$\boxed{\phi M_n = 42.09 \text{ kN m}}$$

Diseño a corte.

Para calcular la fuerza de resistencia nominal a corte, se utiliza el capítulo G del AISC360-16. Para obtener la cortante nominal V_n mayor a la demanda de la viga mostrado en la Figura 21, se tiene la siguiente ecuación:

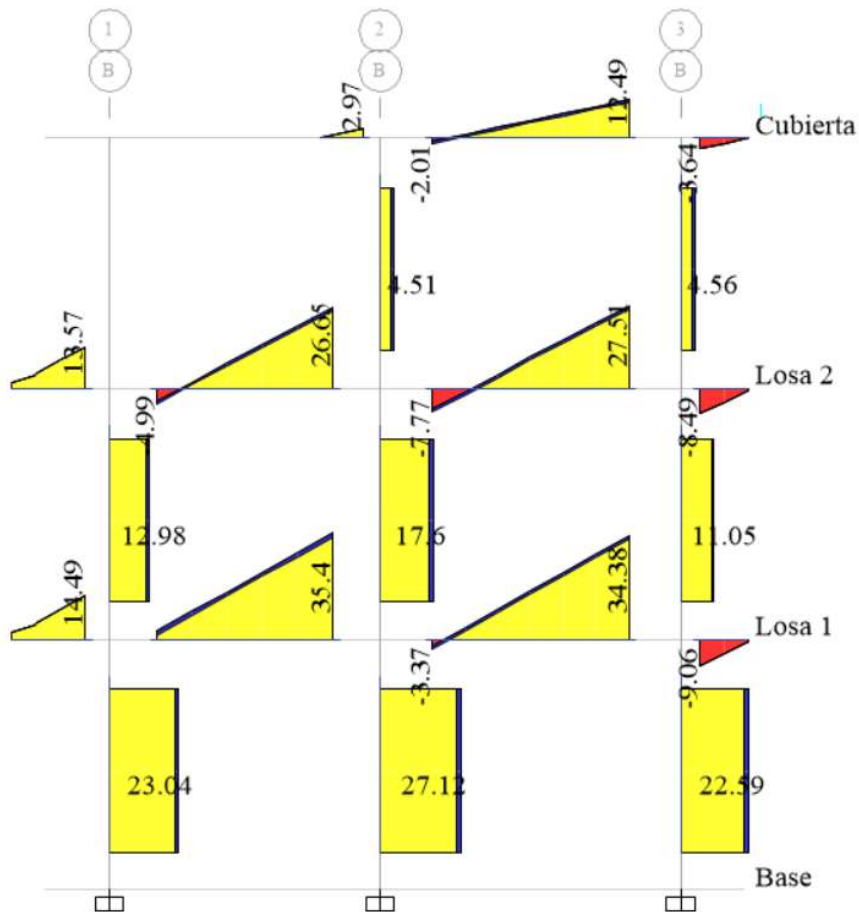


Figura 21: Diagrama de cortante [kN], Combo 1.2D+L+EY+0.3EX

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Donde

A_w Área del alma, profundidad total por el espesor del alma.

$$A_w = h \times t_w = 148.80 \times 6.9 = 1026.72 \text{ mm}^2$$

C_v Se compara la razón h/t_w como a continuación:

$$h/t_w = \frac{148.80}{6.9} = 21.57$$

$$h/t_w \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

Con $k_v = 5.34$ para almas sin rigidizadores transversales

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{5.34 * 200 \text{ GPa}}{248.24 \text{ MPa}}} = 72.15$$

Cuando

$$1.10 \sqrt{k_v E / F_y} \geq h/t_w$$

$$\therefore C_v = 1.0$$

Así se obtiene:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 * 248.24 \text{ MPa} * 1026.72 \text{ mm}^2 * 1.0 = 152.92 \text{ kN}$$

Para un factor de seguridad a corte $\phi = 1.0$, para almas de sección I con:

$$2.24 \sqrt{k_v E / F_y} \geq h/t_w$$

$$\boxed{\phi V_n = 152.92 \text{ kN}}$$

Fuerzas últimas.

Para calcular la fuerza axial última y el momento último aplicados sobre el elemento, se analizaron los diagramas de fuerza axial y momento. La combinación de cargas a analizar tanto para P_u como para M_u es:

$$1.2D + L + EY + 0.3EX$$

Debido a que esta combinación presenta el valor más cercano a 1 en la relación demanda – capacidad. De los diagramas de fuerza axial y momento se obtiene la siguiente información para este elemento:

Combo	P_u (kN)	V_u (kN)	M_u (kN m)
1.2D + L + EY + 0.3EX	-	34.38	31.39

Tabla 21: Cargas últimas para la combinación de cargas $1.2D + L + EY + 0.3EX$

A partir de esta información se comprueba que:

$$M_u < \phi M_n$$

$$V_u < \phi V_n$$

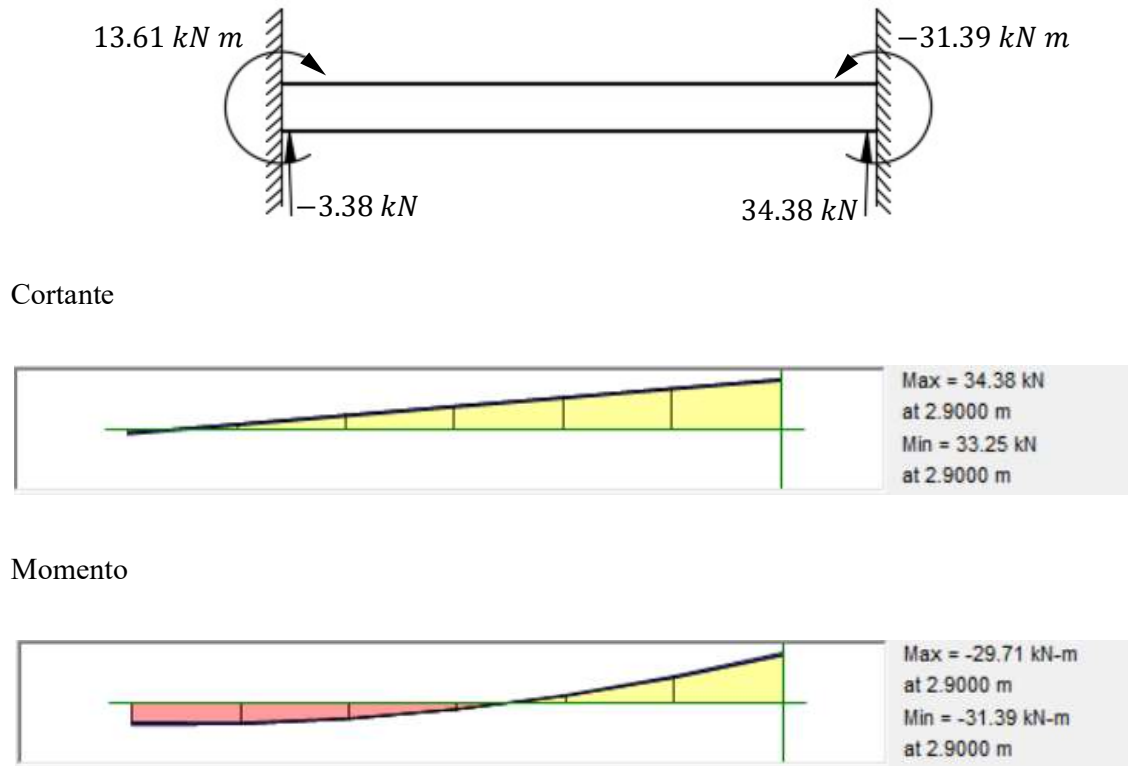


Figura 22: Diagramas de cortante y momento en Viga B2-B3

Finalmente, para obtener el radio demanda/capacidad, se calcula de acuerdo con la sección H1 del AISC, donde se analiza el caso al cual corresponde.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0 \therefore \text{no hay carga axial}$$

Dado que la relación de carga última y carga nominal es menor a 0.2, entonces:

$$\frac{D}{C} = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right)$$

$$\frac{D}{C} = 0 + \left(\frac{31.39}{42.09} + 0 \right) = 0.75$$

De acuerdo con la relación D/C, mostrada en la Tabla 19, obtenido en ETABS y la relación obtenida por comprobación matemática; se puede observar que los valores son iguales.

DISEÑO DE CIMENTACIONES

Para el diseño de cimentaciones se ha escogido zapatas aisladas en hormigón armado con término en una placa para el anclaje a las secciones de columnas propuestas anteriormente. Para el diseño de cimentaciones se considera momentos, fuerza cortante, flexión y carga axial. La sección general de un plinto aislado se muestra a continuación en la Figura 22, para la facilitación del entendimiento de su sección. Se diseñará para todas las zapatas considerando la zapata más crítica por las combinaciones de cargas.

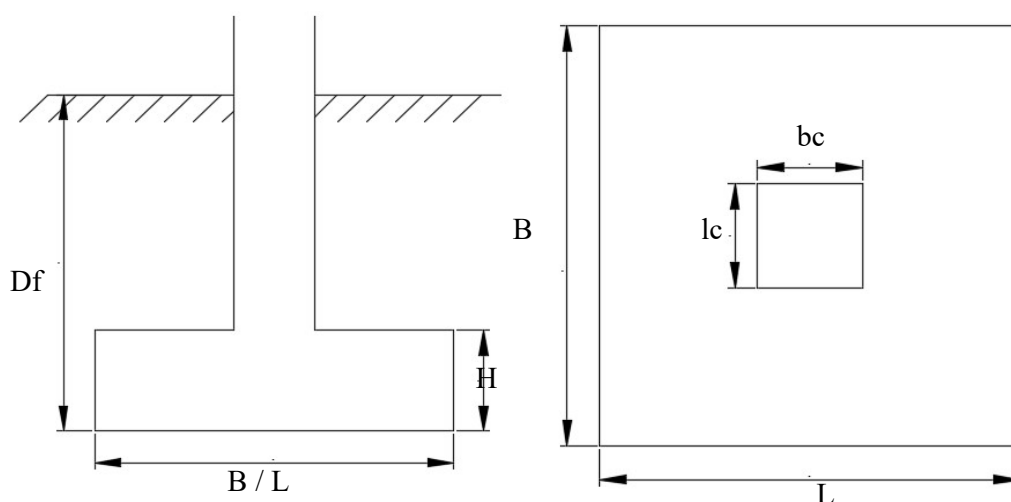


Figura 23: Sección y planta de zapata aislada

Donde:

D_f Profundidad de excavación para zapata. $D_f = 0.40 \text{ m}$

H Peralte de la zapata. $H = 40 \text{ cm}$

l_c Dimensiones de la columna

l_b Dimensiones de la columna

El diseño se hará de acuerdo con las cargas obtenidas por el análisis estructural de ETABS. Se tomará como referencia la columna C2, cuyas cargas se muestran en la Tabla 22.

Cargas		Valor	Unidad
Muerta (D)		108.52	kN
Viva (L)		55.57	kN
My	MDy	0.00	kN m
	MLy	0.00	kN m
Mx	MDx	18.89	kN m
	MLx	0.30	kN m
Ex	MEy	15.98	kN m
	PEx	10.25	kN
Ey	MEx	17.35	kN m
	PEy	11.33	kN

Tabla 22: Cargas consideradas para diseño cimentación C2

Geometría

Es necesario determinar el área necesaria de la zapata. Con esta área se calcula los esfuerzos que generan las presiones y esfuerzos generados en la misma, como se muestra en la Figura 23. Para esto se calcula la presión efectiva q_{ef} tanto para cargas gravitatorias como para aquellas de efecto sísmico.

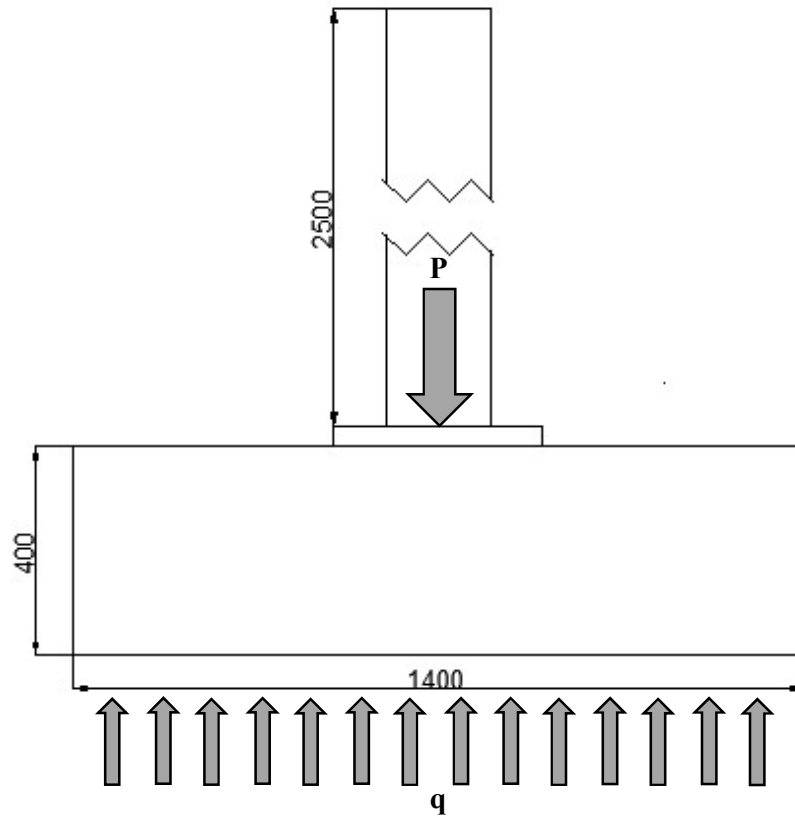


Figura 24: Diagrama de presiones del suelo en la cimentación [mm]

Presión efectiva

$$q_{ef,g} = q_a - q_r - q_w$$

$$q_{ef,g} = 150 - 9.60 - 0 = 140.40 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ef,E} = 1.33q_a - q_r - q_w$$

$$q_{ef,E} = 200 - 9.60 - 0 = 190.40 \text{ kN/m}^2$$

Donde:

q_a Presión admisible del suelo.

q_r Depende de la presión generada por el concreto de la zapata y el suelo que se encuentra sobre la zapata. $q_r = q_c + q_s$

$$q_c = \gamma_c \times H = (24 \times 0.40) = 9.60 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \gamma_s(D_f - H) = 17(0.4 - 0.4) = 0 \text{ kN/m}^2$$

q_w Presión del agua, para este caso se desprecia.

De aquí y conocido los valores de las presiones se procede a calcular el área de la zapata que se necesita.

$$A_g = 1.30 \left(\frac{P_u}{q_{ef,g}} \right) = 1.30 \left(\frac{P_D + P_L}{q_{ef,g}} \right)$$

$$A_g = 1.30 \left(\frac{108.52 + 55.57}{140.40} \right) = 1.30 \left(\frac{164.09}{140.40} \right) = 1.52 \text{ m}^2$$

$$A_E = \left(\frac{P_u}{q_{ef,E}} \right) = \left(\frac{P_D + P_L + \sqrt{P_{E_x}^2 + 0.3P_{E_y}^2}}{q_{ef,E}} \right)$$

$$A_E = \left(\frac{108.52 + 55.57 + \sqrt{10.25^2 + (0.3 * 11.30)^2}}{190.40} \right) = \left(\frac{174.89}{190.40} \right) = 0.91 \text{ m}^2$$

$\therefore A_g$ Controla

Una vez obtenida el área necesaria, comienza un proceso iterativo suponiendo una longitud inicial. Por facilidad se supone que el área de la zapata será cuadrada, es decir $B = L$. Estas longitudes asumidas serán comprobadas durante los siguientes procesos de diseño, para este caso tenemos $B = L = 1.40\text{m}$, obteniendo $A = 2.00 \text{ m}^2$, la cual cumple el área mínima necesaria.

Comprobación de presiones

Gravedad

$$q_G = q_{GP} + q_{G,My} + q_{G,Mx}$$

$$q_G = \frac{P_u}{A} + \frac{(M_{x,D} + M_{x,L}) * C_y}{I_x} + \frac{(M_{y,D} + M_{y,L}) * C_x}{I_y}$$

$$q_G = \frac{164.09}{2.00} + \frac{(18.89 + 0.30) * 1.40/2}{(1.40 * 1.40^3)/12} + \frac{(0 + 0) * 1.40/2}{(1.40 * 1.40^3)/12}$$

$$q_G = 82.05 + 41.95 + 0.00 = 123.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_G < q_{ef,g}$$

$$123.00 < 140.40 \therefore \text{CUMPLE}$$

Sismo

$$q_E = q_G + q_{Ex,P} + q_{Ey,P} + q_{Ex,My} + q_{Ey,Mx}$$

$$q_E = q_G + \frac{P_{E,x} \cos \theta + P_{E,y} \sin \theta}{B \times L} + \frac{M_{y,Ex} \cos \theta * C_x}{I_y} + \frac{M_{x,Ey} \sin \theta * C_y}{I_x}$$

$$q_E = 123.00 + \frac{10.25 \cos 47^\circ + 11.33 \sin 47^\circ}{1.40^2} + \frac{15.98 \cos 47^\circ * 0.70}{0.32} + \frac{17.35 \sin 47^\circ * 0.70}{0.32}$$

$$q_E = 125.67 + 7.79 + 23.84 + 27.76 = 185.06 \text{ kN/m}^2$$

$$q_E < q_{ef,E}$$

$$185.06 < 190.40 \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

θ Ángulo de incidencia sísmica calculado mediante iteraciones. Se considera un valor apropiado de θ , a la inversa de la tangente de la relación entre las cargas de incidencia sísmica, es decir:

$$\theta = \tan^{-1} \frac{11.33}{10.25} = 47^\circ$$

Presiones últimas

Gravedad

$$q_{Ug} = 1.2q_D + 1.6q_L$$

$$q_{Ug} = 1.2 \left(\frac{P_D}{A} + \frac{M_{Dx} * \frac{B}{2}}{I_x} + \frac{M_{Dy} * \frac{L}{2}}{I_y} \right) + 1.6 \left(\frac{P_L}{A} + \frac{M_{Lx} * \frac{B}{2}}{I_x} + \frac{M_{Ly} * \frac{L}{2}}{I_y} \right)$$

$$q_{Ug} = 1.2 \left(\frac{108.52}{1.40^2} + \frac{18.89 * \frac{1.40}{2}}{0.32} + 0 \right) + 1.6 \left(\frac{55.57}{1.40^2} + \frac{0.30 * \frac{1.40}{2}}{0.32} + 0 \right)$$

$$q_{Ug} = 1.2(96.69) + 1.6(29.00) = 162.43 \text{ kN/m}^2$$

Sismo

$$q_{Ue} = 1.2q_D + 0.5q_L + q_e$$

$$q_{Ue} = 1.2(96.69) + 0.5(29.00) + 59.39 = 189.92 \text{ kN/m}^2$$

De aquí se observa que la presión última controla el terremoto. Obtenida la geometría y el chequeo de las presiones se comienza a analizar el punzonamiento, corte, flexión y longitud de desarrollo.

Punzonamiento

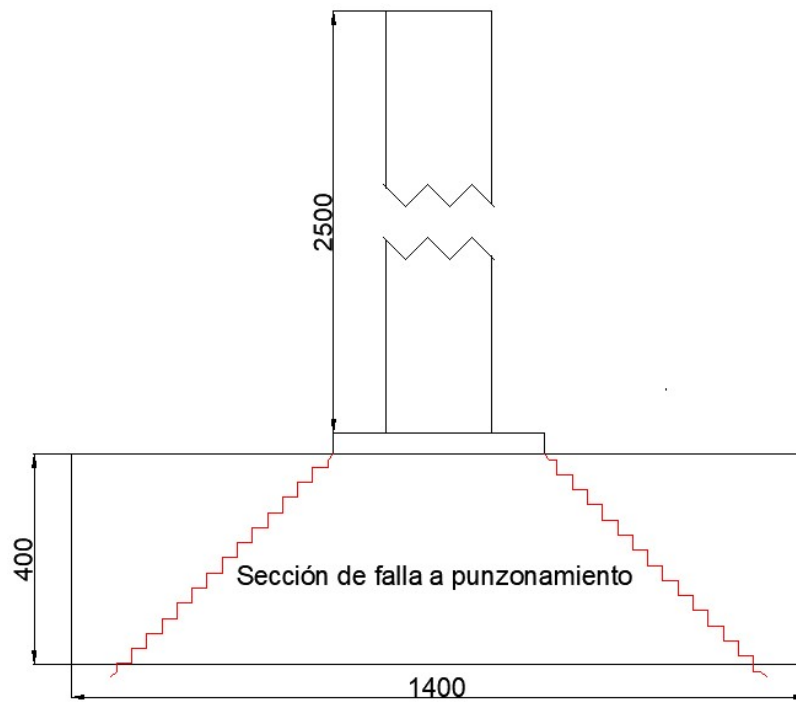


Figura 25: Diagrama sección de falla a punzonamiento [mm]

Para el punzonamiento, Figura 24, lo que se debe chequear es si el H asumido es suficiente para contrarrestar su efecto, para lo cual se utiliza:

$$d_x = H - r_i - \frac{\phi}{2} = 0.40 - 0.07 - \frac{0.010}{2} = 0.33 \text{ m}$$

$$d_y = H - r_i - \frac{3\phi}{2} = 0.40 - 0.07 - \frac{3 * 0.010}{2} = 0.32 \text{ m}$$

$$d_p = \frac{d_x + d_y}{2} = 0.33 \text{ m}$$

En donde:

d_x Distancia desde el extremo superior hasta el centro del refuerzo longitudinal inferior.

d_y Distancia desde el extremo superior hasta el centro del refuerzo longitudinal superior.

r_i Recubrimiento de hormigón inferior.

\emptyset Diámetro de la varilla de refuerzo

Una vez obtenido el valor d_p , se procede a calcular el A_0 y p_0 los cuales representan el área y perímetro de sección crítica.

$$A_0 = (b_c + d_p)(l_c + d_p) = (0.40 + 0.33)^2 = 0.53 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2(b_c + l_c + 2d_p) = 2(0.40 + 0.40 + 0.66) = 2.92 \text{ m}$$

Obtenidos estos valores se calcula los esfuerzos y la fuerza que se provocan

$$V_{u_2} = q_U(A - A_0) = 182.92(1.40^2 - 0.53) = 261.58 \text{ kN}$$

$$v_{u_2} = \frac{V_{u_2}}{p_0 d_p} = \frac{261.58}{2.92 * 0.33} = 271.46 \text{ kN/m}^2$$

Este esfuerzo se lo compara con el esfuerzo nominal que resiste el hormigón a partir de:

$$v_{c_2} = 1.06\sqrt{f'c}$$

Dado que las unidades de $f'c$ son kgf/cm^2 se necesita modificar esta ecuación para las unidades que se emplean, obteniendo:

$$v_{c_2} = 98.1 * 1.06\sqrt{f'c} = 98.1 * 1.06\sqrt{210} = 1506.90 \text{ kN/m}^2$$

$$v_{c_2} > v_{u_2} \therefore \text{CUMPLE}$$

Diseño a corte

Cuando es un plinto cuadrado se comprueba solo un sentido ya que son iguales, la sección de falla se muestra en la Figura 25 y es necesario comprobar que el esfuerzo que se produce sea menor al esfuerzo de resistencia del hormigón.

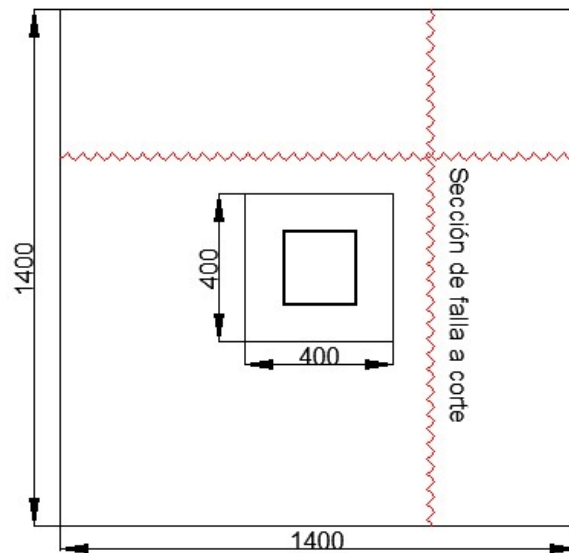


Figura 26: Diagrama sección de falla a corte [mm]

Es necesario determinar la fuerza y el esfuerzo que se produce mediante:

$$V_{U_1} = q_U B \left[\frac{L - l_c}{2} - d_p \right]$$

$$V_{U_1} = 189.92 * 1.40 \left[\frac{1.40 - 0.40}{2} - 0.33 \right] = 45.20 \text{ kN}$$

$$v_{U_1} = \frac{V_{U_1}}{\phi * B * d_p}$$

$$v_{U_1} = \frac{45.20}{0.75 * 1.40 * 0.33} = 130.45 \text{ kN/m}^2$$

El esfuerzo de resistencia del hormigón para cortante se obtiene:

$$v_{c_1} = 98.1 * 0.53\sqrt{f'_c}$$

$$v_{c_1} = 98.1 * 0.53\sqrt{210} = 753.45 \text{ kN/m}^2$$

$$v_{c_1} > v_{U_1} \therefore \text{CUMPLE}$$

Diseño a flexión

Se calcula el momento mediante:

$$M_u = \frac{q_u}{2} \left(\frac{B - b_c}{2} \right)^2 L$$

$$M_u = \frac{189.92}{2} \left(\frac{1.40 - 0.40}{2} \right)^2 1.40 = 33.24 \text{ kN m}$$

Partiendo del equilibrio $C_c = T$, se conoce:

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c B}$$

$$\phi M_n \geq M_u = \phi A_s F_y \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

Para obtener la cuantía necesaria de refuerzo se considera. reemplazando A_s y a

$$M_u = \phi \rho B d_p F_y \left(d_p - \frac{1}{2} \frac{\rho B d_p F_y}{0.85 f'_c B} \right) = \phi \rho B d_p^2 F_y - 0.59 \frac{\phi \rho^2 B^2 d_p^2 F_y^2}{f'_c B}$$

Para simplicidad cambiamos esta ecuación de la siguiente manera:

$$M_u = \phi \rho B d_p^2 F_y \frac{f'_c}{f'_c} - 0.59 \frac{\phi \rho^2 B^2 d_p^2 F_y^2}{f'_c B} \frac{f'_c}{f'_c}$$

Sustituimos $\rho \frac{F_y}{f'_c} = \omega_i$, obteniendo:

$$M_u = \phi B d_p^2 f'_c \omega_i - 0.59 \phi B d_p^2 f'_c \omega_i^2$$

$$M_u = \phi B d_p^2 f'_c (\omega_i - 0.59 \omega_i^2)$$

$$\frac{M_u}{\phi d_p^2 B f'_c} = \omega_i - 0.59 \omega_i^2$$

$$\frac{33.24}{0.9 * 0.33^2 * 1.40 * 21E3} = \omega_i - 0.59 \omega_i^2$$

$$0.012 = \omega_i - 0.59 \omega_i^2$$

$$\therefore \omega_i = 0.01162$$

$$\rho_{cal} = \omega_i \frac{f'_c}{F_y}$$

$$\rho_{cal} = 0.01230 \frac{21}{420} = 5.808 \times 10^{-4}$$

Esta cuantía de acero debe satisfacer los límites:

$$\rho_{min} < \rho_{cal} < \rho_{max}$$

Para lo cual se calcula

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{6000}{6000 + f_y} \right]$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} = 0.9$$

cumpliendo $0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$

$$\therefore \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 \frac{210}{4200} \left[\frac{6000}{6000 + 4200} \right] = 0.02125$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 * 0.02125 = 0.01594$$

$$\rho_{min} = \begin{cases} \frac{1.4}{F_y} = 0.00033 \\ \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{F_y} = 0.00027 \end{cases} \therefore \rho_{min} = 0.00027$$

A lo que se comprueba:

$$\rho_{min} < \rho_{cal} < \rho_{max}$$

$$0.00027 < 0.0005808 < 0.01594$$

Dado que cumple, se considera $\rho = 0.0005808$ como la cuantía necesaria. Con los valores de la cuantía se obtiene el área necesaria de acero mediante:

$$A_s = \rho \times B \times d_p$$

$$A_{s_{min}} = 0.0005808 \times 1.40 \times 0.33 = 2.68 \text{ cm}^2$$

Para esta área mínima se calcula el número de varillas $\phi 10 \text{ mm}$ y su espaciamiento.

$$\phi_{10mm} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \# \phi_{10} = 4 \text{ varillas}$$

$$@ = \frac{B - 2r_l - \phi}{n - 1}$$

$$@ = \frac{140 - 10 - 1}{3} = 43 \text{ cm}$$

Donde

r_l Recubrimiento lateral para refuerzo.

Dado que @ no debe superar $\frac{d_p}{2} = 17\text{cm}$, se aumentará la cantidad de varillas.

Obteniendo

$$\#\phi_{10} = 9 \text{ varillas}$$

$$@ = \frac{B - 2r_l - \phi}{n - 1}$$

$$@ = \frac{140 - 10 - 1}{8} = 16 \text{ cm}$$

Diseño por longitud de desarrollo

La longitud de desarrollo es la longitud necesaria del acero de refuerzo embebido en el hormigón, Figura 26, para que este se mantenga fijo mediante la fricción entre los materiales.

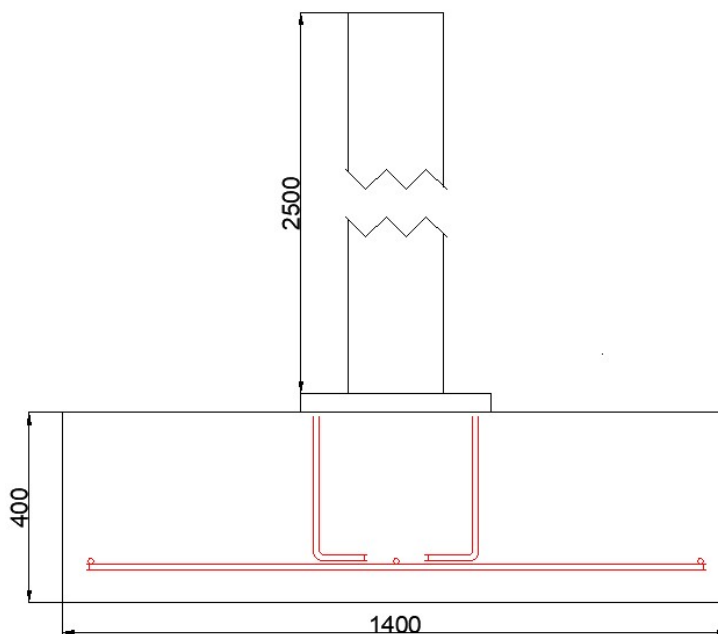


Figura 27: Diagrama distribución de acero para longitud de desarrollo [mm]

Tracción con gancho

La longitud de desarrollo a tracción se calcula mediante:

$$Ld_t = \left[\left(\frac{f_y}{4.2\lambda\sqrt{f'_c}} \right) \psi_t \psi_e \psi_r \right] \phi_{plinto} \geq 30 \text{ cm}$$

Donde:

ψ_t Depende de la posición de las barras, $\psi_t = 1.0$ cuando las barras están abajo.

ψ_e Depende del recubrimiento epóxico sobre la barra, $\psi_e = 1.0$ sin recubrimiento.

ψ_r Para varillas corrugados con gancho de 90° confinados por estribos, $\psi_r = 0.8$

λ Depende de tipo de hormigón, $\lambda = 1.0$ Para hormigón normal.

$$Ld_t = \left[\left(\frac{420}{4.2\sqrt{21}} \right) 0.8 \right] 2.54 = 44.30 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo final necesaria se define con el factor de reducción K, obtenido de la relación de área de acero necesaria y el área de acero suministrada, esta se compara con la longitud de desarrollo existente en la zapata.

Cuantía de acero necesaria A_{cal}

$$\frac{M_U}{\phi d_\phi^2 d_p f'_c} = \omega i - 0.59\omega i^2$$

$$\frac{39.71}{0.9 * 0.34^2 * 0.33 * 21E3} = \omega i - 0.59\omega i^2$$

$$0.055 = \omega i - 0.59\omega i^2$$

$$\therefore \omega i = 0.05691$$

$$\rho_{cal} = \omega i \frac{f'_c}{F_y}$$

$$\rho_{cal} = 0.05691 \frac{21}{420} = 2.955 \times 10^{-3}$$

Esta cuantía de acero debe satisfacer los límites:

$$\rho_{min} < \rho_{cal} < \rho_{max}$$

Para lo cual se calcula

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{6000}{6000 + f_y} \right]$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} = 0.9$$

$$\text{cumpliendo } 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

$$\therefore \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 \frac{210}{4200} \left[\frac{6000}{6000 + 4200} \right] = 0.02125$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 * 0.02125 = 0.01594$$

$$\rho_{min} = \begin{cases} \frac{1.4}{F_y} = 0.00033 \\ \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{F_y} = 0.00027 \end{cases} \therefore \rho_{min} = 0.00027$$

A lo que se comprueba:

$$\rho_{min} < \rho_{cal} < \rho_{max}$$

$$0.00027 < 0.002955 < 0.01594$$

Dado que cumple, se considera $\rho = 0.002955$ como la cuantía necesaria. Con los valores de la cuantía se obtiene el área necesaria de acero mediante:

$$A_s = \rho \times d_p \times d_\phi$$

$$A_{s_{min}} = 0.002955 \times 0.33 \times 0.34 = 3.32 \text{ cm}^2$$

Dado que se suministran 2 varillas de 25mm a cada lado, se obtiene

$$A_{s_{sum}} = 2\phi_{25mm} = 2 \times 5.07 = 10.14 \text{ cm}^2$$

Con esto se obtiene:

$$K_{red} = \frac{A_{scal}}{A_{s_{sum}}} = \frac{3.32}{10.14} = 0.33$$

$$Ld_t = 14.50 \text{ cm}$$

$$Ld_{t,existente} = H - 2\phi - r_i$$

$$Ld_{t,existente} = 40 - 2 * 1.0 - 7 = 31.00 \text{ cm}$$

$$Ld_{t,existente} > Ld_t \therefore \text{CUMPLE}$$

Compresión

La longitud de desarrollo a compresión se calcula mediante:

$$Ld_c = \left[\frac{0.075 * F_y}{\sqrt{f'_c}} \right] \phi$$

$$Ld_c = \left[\frac{0.075 * 4200}{\sqrt{210}} \right] * 1.0 = 21.75 \text{ cm}$$

Esta longitud obtenida es necesario cumpla con lo siguiente

$$\begin{cases} Ld_c > 20 \text{ cm} \\ Ld_c > 0.0044\phi\psi_r F_y = 36.70 \text{ cm} \end{cases} \therefore \text{NO CUMPLE, } Ld_c = 36.70$$

La longitud de desarrollo final necesaria se define con el factor de reducción K, obtenido de la relación de área de acero necesaria y el área de acero suministrada, esta se compara con la longitud de desarrollo existente en la zapata

$$K_{red} = \frac{A_{scal}}{A_{ssum}} = \frac{3.32}{10.14} = 0.33$$

$$Ld_c = 12.15 \text{ cm}$$

$$Ld_{c,existente} = H - 2\phi - r_i$$

$$Ld_{c,existente} = 40 - 2 * 1.0 - 7 = 31.00 \text{ cm}$$

$$Ld_{t,existente} > Ld_t \therefore \text{CUMPLE}$$

Diseño por aplastamiento

Para este diseño se debe encontrar $\phi_P Pn$, el cual es la carga que el plinto resiste por aplastamiento, donde $\phi_P = 0.7$ es el factor de seguridad.

$$\phi_P Pn = \phi_P 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}; \quad \text{con } \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$A_1 = lc \times bc = 0.40^2 = 0.16; \text{ Área de apoyo de columna.}$$

$$A_2 = B(A2) \times L(A2) = 1.40^2 = 1.96 \text{ m}^2; \text{ Área de cono de efecto del aplastamiento.}$$

$$B(A2) = L(A2) = 2L_v + b_c = 2 * 0.5 + 0.40 = 1.4 \text{ m}$$

$$L_v = \frac{B - b_c}{2} = \frac{1.40 - .40}{2} = 0.5$$

$$\sqrt{\frac{1.96}{0.16}} = 3.5 \leq 2 \therefore 2$$

$$\phi_P Pn = 0.7 \times 0.85 \times 21 \text{ MPa} \times 0.16 \times 2 = 3998.40 \text{ kN}$$

Se verifica que $\phi_P Pn$ sea mayor a la carga última P_U .

$$P_{ug} = 219.15 \text{ kN}$$

$$P_{uE} = 189.55 \text{ kN}$$

$$\phi_p P_n \gg P_u \therefore \text{CUMPLE}$$

A final de estas consideraciones de diseño se obtiene una cimentación de las siguientes características:

<i>Plinto</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i># varillas</i>	<i>espaciamiento (cm)</i>	
C2	L	1.40	9	16.00
	B	1.40	9	16.00

Tabla 23: *Detalle de cimentación columna C2*

En base a los cálculos realizados y por eficiencia, se aplicarán las varillas de refuerzo obtenidas en modo de parrilla, para el refuerzo de flexión del plinto. Esta disposición y la cantidad mostrada en la Tabla 23, exceden el requerimiento mínimo presentado en este diseño.

DISEÑO DE CONEXIONES

Se debe determinar la resistencia nominal de las conexiones de los elementos estructurales, para las cargas de diseño especificadas de acuerdo con las especificaciones mencionadas en el capítulo J del código de acero AISC360-16. Las conexiones tratadas para este sistema estructural son conexiones simples y conexiones de momento, las cuales serán evaluadas para los casos Viga-Columna, Viga-Viga, Columna-Base.

Las conexiones serán evaluadas para los elementos que presentaron un valor más alto y significativo en la relación D/C, mostrada en la Figura 11 y los valores máximos de axial, cortante y momento.

Viga – Columna

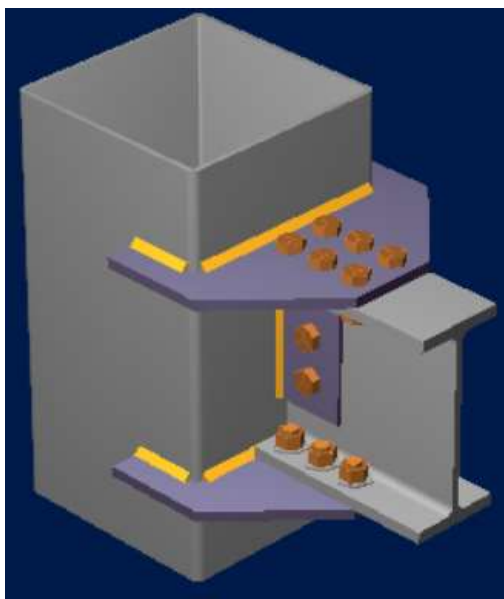


Figura 28: Conexión Viga – Columna

Para este diseño se consideran las cargas mostradas en la Figura 29, las cuales muestran la demanda a los elementos.

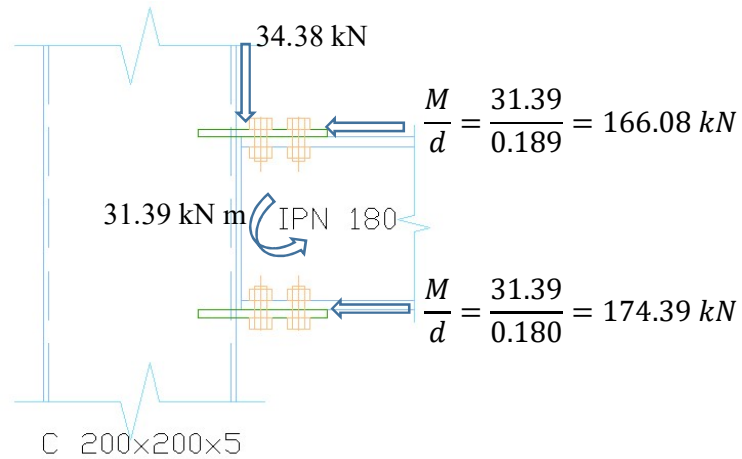


Figura 29: Cargas actuantes en Conexión Viga – Columna

Donde las fuerzas que se observan en los extremos superior e inferior de la conexión son resultado del esfuerzo por flexión. Estas cargas consideran distancias d del peralte de la viga (180 mm) y el peralte más el espesor de la placa de conexión a momento (189 mm).

Conexión cortante

Placa de corte

Corte en pernos

$$\phi R_n = \phi F_n \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 372.32 \times 126.45 = 35.31\text{ kN}$$

Tomando en consideración el coeficiente de grupo de pernos, $C = 1.48$, se obtiene:

$$C * \phi R_n = 1.48 \times 35.31 = 52.16\text{ kN}$$

$$R_u = 34.38\text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

ϕR_n Resistencia de diseño

F_n Esfuerzo nominal a corte

A_b Área nominal del perno

Aplastamiento de pernos por corte

$$\phi R_n = \phi \times \left(\frac{C}{n_c \times n} \right) \times \left(\min \left(\frac{k_1 \times l_c}{k_2 \times d} \right) + \min \left(\frac{k_1 \times l_{c-sp}}{k_2 \times d} \right) \times (n - 1) \right) \times t_p \times F_u \times n_c$$

$$l_c = L_e - \frac{d_h}{2} = 30 - \frac{14.29}{2} = 22.86 \text{ mm}$$

$$l_{c-spa} = s - d_h = 40 - 14.29 = 25.71 \text{ mm}$$

$$R_n = 0.75 \times \left(\frac{1.48}{1 \times 2} \right) \times \left(\min \left(\frac{1.2 \times 22.86}{2.4 \times 12.7} \right) + \min \left(\frac{1.2 \times 25.71}{2.4 \times 12.7} \right) \times (2 - 1) \right) \times 4$$

$$\times 399.89 \times 1 = 51.31 \text{ kN}$$

$$R_u = 34.38 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

n Número de filas de pernos

n_c Número de columnas de pernos

k Factor de aplastamiento

l_c y l_{c-spa} Distancia libre y distancia libre entre bordes de huecos adyacentes

d Diámetro nominal del perno

L_e Distancia al borde

s Espaciamiento longitudinal entre pernos

Corte a fluencia

$$A_g = L_p \times t_p$$

$$A_g = 100 \times 4 = 400 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.60 \phi F_y A_g = 0.60 \times 1 \times 248.21 \times 400 = 59.57 \text{ kN}$$

$$R_u = 34.38 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

A_g Área bruta solicitada a corte del perno, mm^2

L_p Longitud de la placa

t_p Espesor de la placa

Corte a rotura

$$L_h = d_h + \frac{1}{16} = 14.29 + \frac{1}{16} = 15.87 \text{ mm}$$

$$L_e = L - n \times L_h = 110 - 2 \times 15.87 = 68.25 \text{ mm}$$

$$A_{nv} = L_e \times t_p = 68.25 \times 4 = 273.00 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.60 \phi F_u A_{nv} = 0.60 \times 0.75 \times 399.89 \times 273.00 = 49.13 \text{ kN}$$

$$R_u = 34.38 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

L_h Dimensión del hueco para el área neta

d_h Dimensión nominal del perno

L_e Longitud efectiva

- L Longitud (placa)
 n Número de filas de pernos
 A_{nv} Área neta, sujeta a corte

Bloque de corte

$$\phi R_n = \phi \min \left(\frac{0.6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}}{0.6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}} \right)$$

$$\phi R_n = 0.75 \times \min \left(\frac{0.6 \times 399.89 \times 184.75 + 1 \times 399.89 \times 88.25}{0.6 \times 248.21 \times 280 + 1 \times 399.89 \times 88.25} \right) = 57.74 \text{ kN}$$

$$R_u = 34.38 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

A_{nv} Área neta sujeta a corte

A_{nt} Área neta sujeta a tensión

A_{gv} Área gruesa sujeta a corte

U_{bs} Índice de esfuerzo

Placa lado de soporte

Resistencia de soldadura

$$\phi R_n = 2(\phi \times C \times C_1 \times D \times L) = 2 \times (0.75 \times 0.325 \times 1 \times 3 \times 100) = 146.28 \text{ kN}$$

$$R_u = 34.38 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

- C Coeficiente de grupo de soldaduras
 C_1 Coeficiente por la resistencia del electrodo
 D Número de dieciseisavos de pulgada en el tamaño de soldadura
 L Longitud (soldadura)

Viga

Aplastamiento de pernos por corte

$$\phi R_n = \phi \times \left(\frac{C}{n_c \times n} \right) \times \left(\min \left(\frac{k_1 \times l_c}{k_2 \times d} \right) + \min \left(\frac{k_1 \times l_{c-spa}}{k_2 \times d} \right) \times (n - 1) \right) \times t_p \times F_u \times n_c$$

$$l_c = L_e - \frac{d_h}{2} = 70 - \frac{14.29}{2} = 62.86 \text{ mm}$$

$$l_{c-spa} = s - d_h = 40 - 14.29 = 25.71 \text{ mm}$$

$$R_n = 0.75 \times \left(\frac{1.48}{1 \times 2} \right) \times \left(\min \left(\frac{1.2 \times 62.86}{2.4 \times 12.7} \right) + \min \left(\frac{1.2 \times 25.71}{2.4 \times 12.7} \right) \times (2 - 1) \right) \times 6.90$$

$$\times 399.89 \times 1 = 93.18 \text{ kN}$$

$$R_u = 34.38 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Corte a fluencia

$$A_g = L_p \times t_p = 180 \times 6.9 = 1242 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.60 \phi F_y A_g = 0.60 \times 1 \times 248.21 \times 1242 = 184.97 \text{ kN}$$

$$R_u = 34.38 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Conexión a momento

Placa superior e inferior

Compresión y tensión a fluencia

$$\frac{KL}{r} < 25 \therefore \phi P_n = \phi \times F_y \times A_g$$

$$r = \frac{t_p}{12^{1/2}} = \frac{9}{12^{1/2}} = 2.60 \text{ mm} \rightarrow \frac{KL}{r} = \frac{0.65 \times 25}{2.60} = 6.25$$

$$L_{max} = spa + 2 \times \text{Ancho disponible} = 40 + 2 \times 110 = 260 \text{ mm}$$

$$L_p = \min \left(g + 2(n-1) \times s \times \tan(\pi/6) \right) = \min \left(40 + 2(3-1) \times 35 \times \tan(\pi/6) \right) \\ = 120.83 \text{ mm}$$

$$A_g = L_p \times t_p = 120.83 \times 9 = 1087.46 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = \phi \times F_y \times A_g = 0.9 \times 344.74 \times 1087.46 = 337.40 \text{ kN}$$

$$R_u = 166.08 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

L_{max} Longitud máxima

spa Espaciamiento transversal entre pernos o soldaduras

g Espaciamiento transversal entre pernos

Corte en los pernos

$$\phi R_n = \phi F_n \times A_b \times C = 0.75 \times 372.32 \times 126.45 \times 6 = 211.86 \text{ kN}$$

$$R_u = 174.39 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Aplastamiento de pernos

$$\phi R_n = \phi \times \left(\min \left(\frac{k_1 \times l_c}{k_2 \times d} \right) + \min \left(\frac{k_1 \times l_{c-spa}}{k_2 \times d} \right) \times (n - 1) \right) \times t_p \times F_u \times n_c$$

$$l_c = L_e - \frac{d_h}{2} = 20 - \frac{14.29}{2} = 12.86 \text{ mm}$$

$$l_{c-spa} = s - d_h = 35 - 14.29 = 20.71 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75 \times \left(\min \left(\frac{1.2 \times 12.86}{2.4 \times 12.7} \right) + \min \left(\frac{1.2 \times 20.71}{2.4 \times 12.7} \right) \times (3 - 1) \right) \times 9 \times 448.16 \times 2 \\ &= 394.09 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_u = 174.39 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Bloque de corte

$$\phi R_n = \phi \min \left(\frac{0.6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}}{0.6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}} \right)$$

$$A_{gt} = \min \left(\frac{g}{b - g} \right) \times t_p = \min \left(\frac{40}{260 - 40} \right) \times 9 = 360 \text{ mm}^2$$

$$L_h = d_h + \frac{1}{16} = 14.29 + \frac{1}{16} = 15.87 \text{ mm}$$

$$A_{nt} = A_{gt} - L_h \times t_p = 360 - 15.87 \times 9 = 217.13 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = 2 \left((L_{ev} + (n - 1)s)t_p \right) = 2 \left((20 + (3 - 1)35)9 \right) = 1620 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - n_c \times (n - 0.5) \times L_h \times t_p = 1620 - 2 \times (3 - 0.5) \times 15.87 \times 9 = 905.63 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 \times \min \left(\frac{0.6 \times 448.16 \times 905.63 + 1 \times 448.16 \times 217.13}{0.6 \times 344.74 \times 1620 + 1 \times 448.16 \times 217.13} \right) = 255.62 \text{ kN}$$

Donde:

A_{gv} Área gruesa sujeta a corte

Tensión a rotura

$$\phi R_n = \phi \times F_u \times A_e$$

$$A_g = L_p \times t_p = 260 \times 9 = 2340 \text{ mm}^2$$

$$A_n = (l - n \times l_h) t_p = (260 - 2 \times 15.87) \times 9 = 2054.25 \text{ mm}^2$$

$$A_e = \min \left(\begin{array}{c} 0.85 A_g \\ A_n \end{array} \right) = \min \left(\begin{array}{c} 0.85 \times 2340 \\ 2054.25 \end{array} \right) = 1989 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 448.16 \times 1989 = 668.54 \text{ kN}$$

$$R_u = 166.08 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

A_n Área neta

A_e Área neta efectiva

Soldadura a la columna

$$\phi R_n = 2 \times (\phi \times F_w \times A_w)$$

$$F_w = 0.6 \times F_{EXX} = 0.6 \times 482.63 = 289.58 \text{ MPa}$$

$$A_w = \frac{\sqrt{2}}{2} \times \frac{D}{16} \times L = \frac{\sqrt{2}}{2} \times \frac{4}{16} \times 115 = 516.36 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 2 \times (0.75 \times 289.58 \times 516.36) = 224.29 \text{ kN}$$

$$R_u = 185.08 \text{ kN} \quad \phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

F_w Resistencia nominal del metal de soldadura

A_w Área efectiva de la soldadura

Compresión de la extensión

$$\phi P_n = \phi \times F_y \times A_g = 0.9 * 344.74 * 540 = 167.54 \text{ kN}$$

$$R_u = 166.08 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Tensión en rotura de la extensión

$$\phi R_n = \phi \times F_u \times A_e = 0.75 * 448.16 * 540 = 181.50 \text{ kN}$$

$$R_u = 166.08 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Viga

Aplastamiento de pernos por corte

$$\phi R_n = \phi \times \left(\min \left(\frac{k_1 \times l_c}{k_2 \times d} \right) + \min \left(\frac{k_1 \times l_{c-spa}}{k_2 \times d} \right) \times (n - 1) \right) \times t_p \times F_u \times n_c$$

$$l_c = L_e - \frac{d_h}{2} = 20 - \frac{14.29}{2} = 12.86 \text{ mm}$$

$$l_{c-spa} = s - d_h = 35 - 14.29 = 20.71 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0.75 \times \left(\min \left(\frac{1.2 \times 12.86}{2.4 \times 12.7} \right) + \min \left(\frac{1.2 \times 20.71}{2.4 \times 12.7} \right) \times (3 - 1) \right) \times 10.4 \times 399.89 \times 2 \\ &= 406.35 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_u = 185.08 \text{ kN} \quad \phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Bloque de corte

$$\phi R_n = \phi \min \left(\begin{array}{l} 0.6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\ 0.6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \end{array} \right)$$

$$A_{gt} = (b - g) \times t_p = (82 - 40) \times 10.4 = 436.80 \text{ mm}^2$$

$$L_h = d_h + \frac{1}{16} = 14.29 + \frac{1}{16} = 15.87 \text{ mm}$$

$$A_{nt} = A_{gt} - L_h \times t_p = 436.80 - 15.87 \times 10.4 = 271.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = 2 \left((L_{ev} + (n - 1)s) t_p \right) = 2 \left((20 + (3 - 1)35) 10.4 \right) = 1872 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= A_{gv} - n_c \times (n - 0.5) \times L_h \times t_p = 1872 - 2 \times (3 - 0.5) \times 15.87 \times 10.4 \\ &= 1046.50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times \min \left(\begin{array}{l} 0.6 \times 399.89 \times 1046.50 + 1 \times 399.89 \times 271.70 \\ 0.6 \times 248.21 \times 1872 + 1 \times 399.89 \times 271.70 \end{array} \right) = 269.81 \text{ kN}$$

$$R_u = 185.08 \text{ kN}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Este diseño de conexión simple y momento se aplicará a todas las uniones donde se involucren viga y columna. A continuación, se muestra en la Tabla 24 un resumen de los valores ϕR_n .

		Parámetro	ϕR_n	R_u
CONEXIÓN CORTANTE	Placa	Corte en pernos	52.16 kN	34.38 kN
		Aplastamiento de pernos	51.31 kN	34.38 kN
		Corte a fluencia	59.57 kN	34.38 kN
		Corte a rotura	49.13 kN	34.38 kN
		Bloque de corte	57.74 kN	34.38 kN
		Resistencia soldadura	146.28 kN	34.38 kN
	Viga	Aplastamiento de pernos	93.18 kN	34.38 kN
		Corte fluencia	184.97 kN	34.38 kN
		Compresión y tensión a fluencia	337.40 kN	166.08 kN
		Corte en pernos	211.86 kN	174.39 kN
CONEXIÓN MOMENTO	Placa	Aplastamiento de pernos	277.88 kN	166.08 kN
		Bloque de corte	255.62 kN	166.08 kN
		Tensión a rotura	668.54 kN	166.08 kN
		Soldadura	224.29 kN	185.08 kN
		Compresión de extensión	167.54 kN	166.08 kN
		Tensión de extensión	181.50 kN	166.08 kN
	Viga	Aplastamiento de pernos	406.35 kN	185.08 kN
		Bloque de corte	269.81 kN	185.08 kN

Tabla 24: Resumen de demanda y capacidad para conexión Columna-Viga

Viga - Viga secundaria

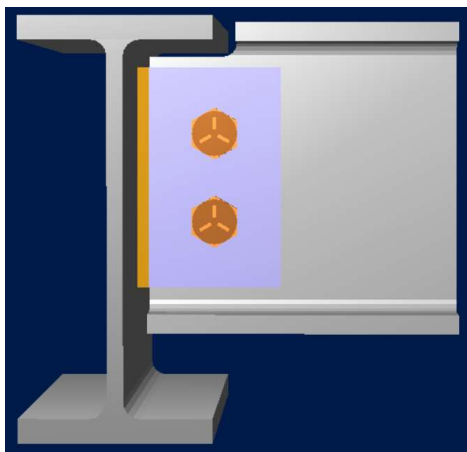


Figura 30: Conexión Viga – Viga secundaria

Como se puede observar en la Figura 28, para este tipo de conexión solo se considera el efecto cortante de la viga secundaria sobre la viga principal. Debido a que se utilizará la misma distribución de cortante diseñada para la conexión de la viga principal, los valores ϕR_n respecto a la placa de corte serán los mismos calculados en la sección anterior. Los valores ϕR_n son comparados con la carga última de efecto cortante como se muestra en la Tabla 25.

		Parámetro	ϕR_n	R_u
CONEXIÓN CORTANTE	Placa	Corte en pernos	52.16 kN	23.25 kN
		Aplastamiento de pernos	51.31 kN	23.25 kN
		Corte a fluencia	59.57 kN	23.25 kN
		Corte a rotura	49.13 kN	23.25 kN
		Bloque de corte	57.74 kN	23.25 kN
		Resistencia soldadura	146.28 kN	23.25 kN
	Viga	Aplastamiento de pernos	93.18 kN	23.25 kN
		Corte fluencia	184.97 kN	23.25 kN

Tabla 25: Resumen de demanda y capacidad para conexión Viga - Viga

Columna – Base

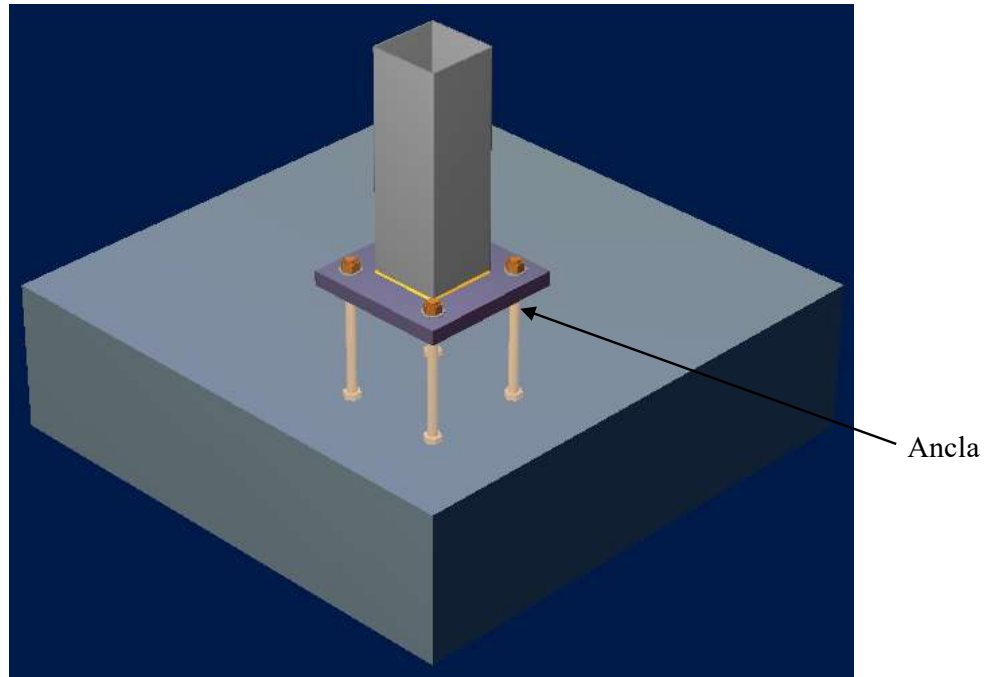


Figura 31: Conexión Columna-Base

Para este diseño se consideran las cargas mostradas en la Figura 29, las cuales muestran la demanda a los elementos.

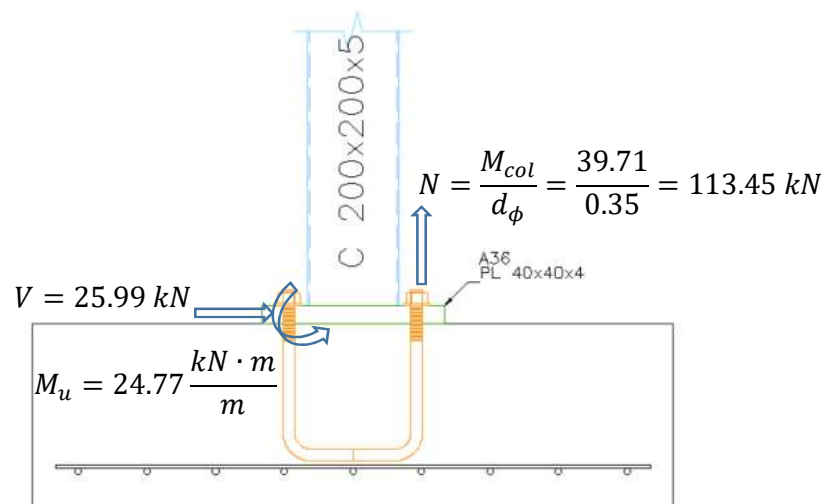


Figura 32: Cargas actuantes. Conexión Columna-Base

Placa base*Flexión en fluencia*

$$\phi M_n = \phi \times F_y \times \frac{t_p^2}{4} = 0.9 \times 248.21 \times \frac{40^2}{4} = 89.36 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_u = 24.77 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\phi M_n > M_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Columna*Resistencia de la soldadura*

$$\phi R_w = \phi \times F_w \times \frac{A_w}{L}$$

$$F_w = 0.6 \times F_{EXX} = 0.6 \times 482.63 = 289.58 \text{ MPa}$$

$$A_w = \frac{\sqrt{2}}{2} \times \frac{D}{16} \times L = \frac{\sqrt{2}}{2} \times \frac{3}{16} \times 1000 = 3367.60 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_w = \phi \times F_w \times \frac{A_w}{L} = 0.75 \times 289.58 \times \frac{3367.60}{1000} = 731.31 \frac{kN}{m}$$

$$R_u = \frac{V}{L_{shear}} = \frac{25.99}{0.370} = 70.24 \frac{kN}{m}$$

$$\phi R_n > R_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Anclas*Tensión en anclas*

$$\phi N_{sa} = \phi \times A_{se,N} \times f_{uta}$$

$$A_{se} = \frac{\pi}{4.0} \times (d_a)^2 = \frac{\pi}{4.0} \times (25.40)^2 = 506.71 \text{ mm}^2$$

$$f_{uta} = \min \left(\begin{array}{l} f_{uta} \\ 1.9f_{ya} \\ 125 \text{ ksi} \end{array} \right) = \min \left(\begin{array}{l} 620.52 \\ 1.9 \times 413.68 \\ 125 \text{ ksi} \end{array} \right) = 620.52 \text{ MPa}$$

$$\phi N_{sa} = \phi \times A_{se,N} \times f_{uta} = 0.75 \times 506.71 \times 620.52 = 235.82 \text{ kN}$$

$$N_u = \frac{39.71}{0.35} = 113.45 \text{ kN}$$

$$\phi N_{sa} > N_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

ϕN_{sa} Resistencia de un solo anclaje o de un grupo de anclajes a tracción

A_{se} Área efectiva de la sección transversal del ancla

f_{uta} Resistencia del acero del ancla en tensión

d_a Diámetro exterior de un anclaje

Extracción por deslizamiento de ancla en tensión

$$A_{brg} = 0.866025 \times F^2 - A_g = 0.866025 \times 38.10^2 - 506.45 = 750.68 \text{ mm}^2$$

$$N_p = 8 \times A_{brg} \times f'c = 8 \times 750.68 \times 21 = 126.11 \text{ kN}$$

$$\psi_{c,p} = 1.4$$

$$N_{pn} = \psi_{c,p} \times N_p = 1.4 \times 126.11 = 176.56 \text{ kN}$$

$$\phi N_{pn} = 0.7 \times 176.56 = 123.59 \text{ kN}$$

$$N_{up} = \frac{39.71}{0.35} = 113.45 \text{ kN}$$

$$\phi N_{pn} > N_{pu} \therefore \text{CUMPLE}$$

Donde:

A_{brg} Área de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje

F Distancia entre lados planos de la cabeza

N_p Resistencia a la extracción por deslizamiento

$\psi_{c,p}$ Factor de modificación para la resistencia de extracción por deslizamiento

Corte en ancla

$$A_{se} = \frac{\pi}{4} \times (d_a)^2 = \frac{\pi}{4} \times (25.40)^2 = 506.71 \text{ mm}^2$$

$$f_{uta} = \min \left(\begin{array}{l} f_{uta} \\ 1.9 \times f_{ya} \\ 125 \text{ ksi} \end{array} \right) = \min \left(\begin{array}{l} 620.52 \\ 1.9 \times 420 \\ 125 \text{ ksi} \end{array} \right) = 620.52 \text{ MPa}$$

$$\phi V_{sa} = \phi 0.6 \times n \times A_{se,v} \times f_{uta} = 0.65 \times 0.6 \times 1 \times 506.71 \times 620.52 = 122.63 \text{ kN}$$

$$V_{sau} = \frac{25.99}{4} = 6.50 \text{ kN} \quad \phi V_{sa} > V_{sau} \therefore \text{CUMPLE}$$

	<i>Parámetro</i>	ϕR_n	R_u
<i>Placa</i>	Flexión en fluencia	89.36 kN m /m	24.77 kN m /m
<i>Columna</i>	Resistencia soldadura	731.31 kN/m	70.24 kN/m
<i>Ancla</i>	Tensión	235.82 kN	113.45 kN
	Extracción por deslizamiento	123.59 kN	113.45 kN
	Corte	122.63 kN	6.50 kN

Tabla 26: Resumen de demanda y capacidad para conexión columna - base

ANÁLISIS DE PRECIOS

El análisis de costos para este proyecto será presentado en el Anexo A, donde se puede observar las cantidades y precios de cada rubro que componen este proyecto.

CONCLUSIONES

Bajo las consideraciones arquitectónicas y estructurales tomadas para el proyecto habitacional “San Sebastián” se concluye:

➤ La vivienda cumple con las características de Vivienda de Interés Social, y los requerimientos mínimos de diseño en estructura de acero.

➤ El método constructivo de mampostería más económico es el sistema de bloque simple. Además, siendo este método el más conocido y utilizado en la industria ecuatoriana, tiene una mayor aceptación de los consumidores.

➤ En los tipos de mamposterías valorados en este documento, se observa que el sistema más liviano es el Gypsum. Sin embargo, además del costo elevado de su implementación, las divisiones en Gypsum no son muy conocidas en el país y eso hace que los consumidores tengan desconfianza de su utilización.

➤ El proyecto habitacional presenta un costo total de \$27,220.00 USD, lo cual significa que se puede construir una vivienda de interés social con las disposiciones arquitectónicas presentadas.

➤ Teniendo en cuenta el límite de \$40,000.00 USD para VIS, esto nos da un margen de utilidad hasta \$12,500.00USD. Debido a esta baja utilidad este proyecto podría no considerarse como viable para una entidad privada.

➤ Para ser considerado por una entidad privada, puede reducirse los precios cambiando sus prestaciones arquitectónicas. Por ejemplo, quitar el acceso sobre la segunda losa, ahorrando perfiles estructurales y la losa de cubierta o puede considerarse como Vivienda de Interés Público (VIP), el cual puede llegar a costar hasta \$70,000.00 USD, aumentando el rango de utilidad.

➤ El proyecto puede ser considerado por una entidad pública para solventar el déficit habitacional, tomando en cuenta que la utilidad del proyecto aumenta por cantidad de

viviendas, es decir, un conjunto habitacional con un número significativo de vivienda genera más utilidad.

➤ La simulación realizada en ETABS 2016 fue realizada correctamente, debido a que sus resultados son cercanos a los obtenidos manualmente. Todo este proceso fue realizado con el respaldo en las normativas nacionales e internacionales de diseño.

➤ Para el proceso iterativo de diseño debe considerarse las condiciones y especificaciones base que dan los códigos de referencia. El acatamiento a las normativas, además de cumplir con los requerimientos mínimos, sirve como una guía en el proceso de análisis y diseño.

RECOMENDACIONES

- Es importante considerar que, para cualquier modelamiento, el programa que se utilice debe ser apropiado para los elementos a diseñarse. Programas como ETABS, SAP2000, SAFE, entre otros programas, funcionan eficazmente como herramientas de análisis y de diseño, pero no se puede dejar el criterio del ingeniero que está desarrollando el modelo.
- Realizar un chequeo constante entre los resultados arrojados por el programa y los resultados teóricos que se esperaría.
- Tomar en cuenta propiedades como forma, espesores, material, forjamiento y uso de los elementos a ser diseñados.
- Las cargas sísmicas, granizo y ceniza, son una amenaza en nuestro país y deben tomarse en cuenta sus efectos en los desplazamientos y sobrecargas que estos produzcan.

REFERENCIAS

American Institute for Steel Construction Manual (14th ed.), AISC (2016). Chicago, United States of America: American Institute for Steel Construction.

Alonso, F. M. (2013, Febrero 19). *Estructuras Sismoresistentes. Análisis Modal Espectral. Capítulo 2*. Retrieved from XFMA:

<https://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>

ANDES. (2016). Viviendas de interés social, el nuevo nicho para el sector inmobiliario ecuatoriano. *Agencia Pública de Noticias del Ecuador y Suramérica (ANDES)*.

Camara de la Industria de la Construcción, CAMICON. (2017). *Documentación Exclusiva*. Retrieved Mayo 29, 2017, from CAMICON: <http://www.camicon.ec/revista-construccion/documentacion-exclusiva/>

Computers & Structures Inc (2016), CSI (2016). United States of America: ETABS 2016

Fondo MIVIVIENDA. (2016). *MIVIVIENDA*. (C. y. Ministerio de Vivienda, Producer) Retrieved from <http://www.mivivienda.com.pe/PORTALWEB/promotores-construtores/pagina.aspx?idpage=82>

Instituto Nacional de Encuestas y Censos, INEC. (2010). *Censo*.

Instituto Nacional de Encuestas y Censos, INEC. (2012). La industria de la construcción es el mayor empleador del mundo. (E. Dávila, Ed.) *InfoEconomía*(10), 1-3.

Instituto Nacional de Encuestas y Censos, INEC. (2016). *Encuesta edificaciones*. Quito.

Instituto Nacional de Encuestas y Censos, INEC, I. N. (2016). *Indice tabulado encuesta de edificaciones*. Quito.

- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI. (2015). *Definición de Vivienda de Interés Social*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI. (2015). *NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- MINVIVIENDA. (2017). *MINISTERIO DE VIVIENDA*. Retrieved Febrero 15, 2017, from <http://www.minvivienda.gov.co/viceministerios/viceministerio-de-vivienda/vis-y-vip>
- Mundo Constructor. (2016). El sector de la construcción en un difícil 2016. *Mundo Constructor*.
- Novacero. (2016). Catálogo de productos. Novacero. Quito
- Tavra, P. (2015, Febrero 09). Déficit de vivienda de clase media es de cerca del 33%, según la CFN. *El Universo*.
- Trávez, C. (2010). Algunos consejos para los emprendedores del sector de la construcción. *Boletín Mensual de Análisis Sectorial de MYPYMES No. 10(10)*, 6-7.
- Velasco, M. I. (2016, Enero 12). *Vivienda de emergencia post catástrofe*. Retrieved Mayo 27, 2017, from <http://blog.vivel.com/sector-construccion-2016-ecuador>
- Villacreses, E. (2015). *Diseño de cimentaciones*. notas de clase, Quito.

ANEXO 1

Análisis de precios por vivienda

PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA CIVIL, VIVIENDA					
PROYECTO: SAN SEBASTIAN				Fecha	18-dic.-17
UBICACIÓN: SAN JOSE DE MORAN					
Descripción	Cantidad	Unid	PRECIO		%
			Unitario	Total	
1.- TRABAJOS PRELIMINARES					
Replanteo	126.00	m2	2.00	252.00	
Desalojo de escombros	3.00	m3	30.00	90.00	
			SUBTOTAL	342.00	1.32%
2.- ESTRUCTURA					
Excavación plintos	7.35	m3	6.80	49.98	
Replanteo Fc= 140 Kg/cm2	0.74	m3	101.00	74.24	
Plintos H. Simple Fc=210 Kg/cm2	5.88	m3	120.00	705.60	
Hormigón Ciclopeo en Cimientos	3.07	m3	110.00	337.92	
Hormigón en cadenas 0.60 * 0.20. Fc= 210 Kg/cm2	1.54	m3	130.00	199.68	
Hormigón losas 5 cm, Fc= 210 Kg/cm2	7.73	m3	120.00	927.00	
Hormigón en escaleras Fc= 210 Kg/cm2	1.03	m3	120.00	123.77	
Vigas IPN 180	35.65	m	30.93	1,102.68	
Columnas y Vigas Secundarias	1,884.00	kg	1.51	2,848.61	
Malla electrosoldada losas 5 mm. a 10 cm. (R-196)	103.00	m2	4.6	473.80	
Dinteles	8.00	u	10.00	80.00	
			SUBTOTAL	6,923.27	26.71%
3.- CUBIERTAS - TAPAGRADA					
Antepecho, pared	20.10	m2	19.50	391.95	
			SUBTOTAL	391.95	1.51%
4.- PISOS					
Masillado y alisado	87.50	m2	6.00	525.00	
Masillado escalera principal	12.96	m2	11.00	142.56	
Masillado losa de cubierta con impermeabilizante	59.25	m2	10.25	607.31	
			SUBTOTAL	1,274.87	4.92%
5.- PAREDES					
Bloque de 10	109.90	m2	12.00	1,318.80	
Cerramiento de cada casa	39.10	m2	12.00	469.20	
			SUBTOTAL	1,788.00	6.90%
6.- ENLUCIDOS					
Horizontal	77.76	m2	8.50	660.96	
Vertical	230.79	m2	7.50	1,730.93	
Estucado	230.79	m2	3.60	830.84	
			SUBTOTAL	3,222.73	12.43%
7.- INSTALACIONES SANITARIAS					
Desagües tubería incluye bajantes y accesorios	7.00	pto	33.00	231.00	
Agua fría en tubería de PVC	7.00	pto	31.00	217.00	
Canalización general	8.00	m	11.00	88.00	
Tubería acometida de agua potable	8.00	m	5.00	40.00	
			SUBTOTAL	576.00	2.22%
8.- INSTALACIONES ELECTRICAS					
Acometida eléctrica	8.00	m	7.50	60.00	
Instalaciones interiores	9.00	pts	32.00	288.00	
Acometida telefónica y derechos de acometida	15.00	glob	4.50	67.50	
			SUBTOTAL	355.50	1.37%

9.- ACABADOS DE PISOS				
Azulejo baños	67.38	m2	25.00	1,684.50
Azulejo cocinas	2.40	m2	25.00	60.00
Azulejo: sala, dormitorios y gradas	61.25	m2	25.00	1,531.25
Adoquín en estacionamiento, con subbase	15.00	m2	28.00	420.00
			SUBTOTAL	1,951.25 7.53%
10.- MUEBLES DE COCINA y OTROS				
Cocina: Bajos	2.00	m	135.00	270.00
Cocina: Altos	1.80	m	155.00	279.00
Dormitorios: Closets	13.44	m2	165.00	2,217.60
			SUBTOTAL	2,766.60 10.67%
11.- CARPINTERIA				
Puertas interiores + bisagra + marco+ terminado	6.00	u	120.00	720.00
Barrederas+ terminado	60.00	m	3.50	210.00
			SUBTOTAL	930.00 3.59%
12.- ALUMINIO Y VIDRIO				
Ventanas de aluminio	26.00	m2	73.00	1,898.00
	-		SUBTOTAL	1,898.00 7.32%
13.- CARPINTERIA METALICA				
Puerta cisterna, bodegas y ss.hh.	1.00	m2	68.00	68.00
Puerta de garaje	3.00	m2	68.00	204.00
Puertas acceso	2.00	m2	68.00	136.00
Pasamanos escaleras	9.20	m	60.00	552.00
			SUBTOTAL	960.00 3.70%
14.- CERRADURAS				
Cerradura de puerta principal	1.00	u	45.00	45.00
Cerradura llave llave	6.00	u	25.00	150.00
Cerradura puertas metálicas	2.00	u	45.00	90.00
			SUBTOTAL	285.00 1.10%
15.- APARATOS SANITARIOS				
Inodoro Kingsley y tubo abasto	3.00	u	120.00	360.00
Lavabo de pedestal Kingsley	3.00	u	70.00	210.00
Baño tina y ducha Venice	2.00	u	65.00	130.00
Fregadero de un pozo inox., con grifería	1.00	u	160.00	160.00
Grifería para lavandería y manguera	1.00	u	25.50	25.50
Accesorio de baño A	3.00	u	25.00	75.00
Rejillas de piso	3.00	u	5.50	16.50
			SUBTOTAL	977.00 3.77%
16.- TRABAJOS VARIOS				
Laca en pasamanos	6.00	m	3.00	18.00
Esmalte en rejas	1.00	glob	80.00	80.00
Luminarias exteriores	3.00	glob	350.00	1,050.00
Arreglo de jardines	20.00	m2	5.80	116.00
Limpieza de obra	1.00	glob	15.00	15.00
			SUBTOTAL	1,279.00 4.93%
	SUMA			25,921.17 100.00%
	IMPREVISTOS		5%	1,296.06 5.00%
			TOTAL	27,217.23 105.00%

ANEXO 2

Planos de proyecto

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
 PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

CONTENIDO:
 UBICACIÓN Y ORIENTACIÓN CONJUNTO HABITACIONAL "SAN SEBASTIÁN"
 OBSERVACIONES

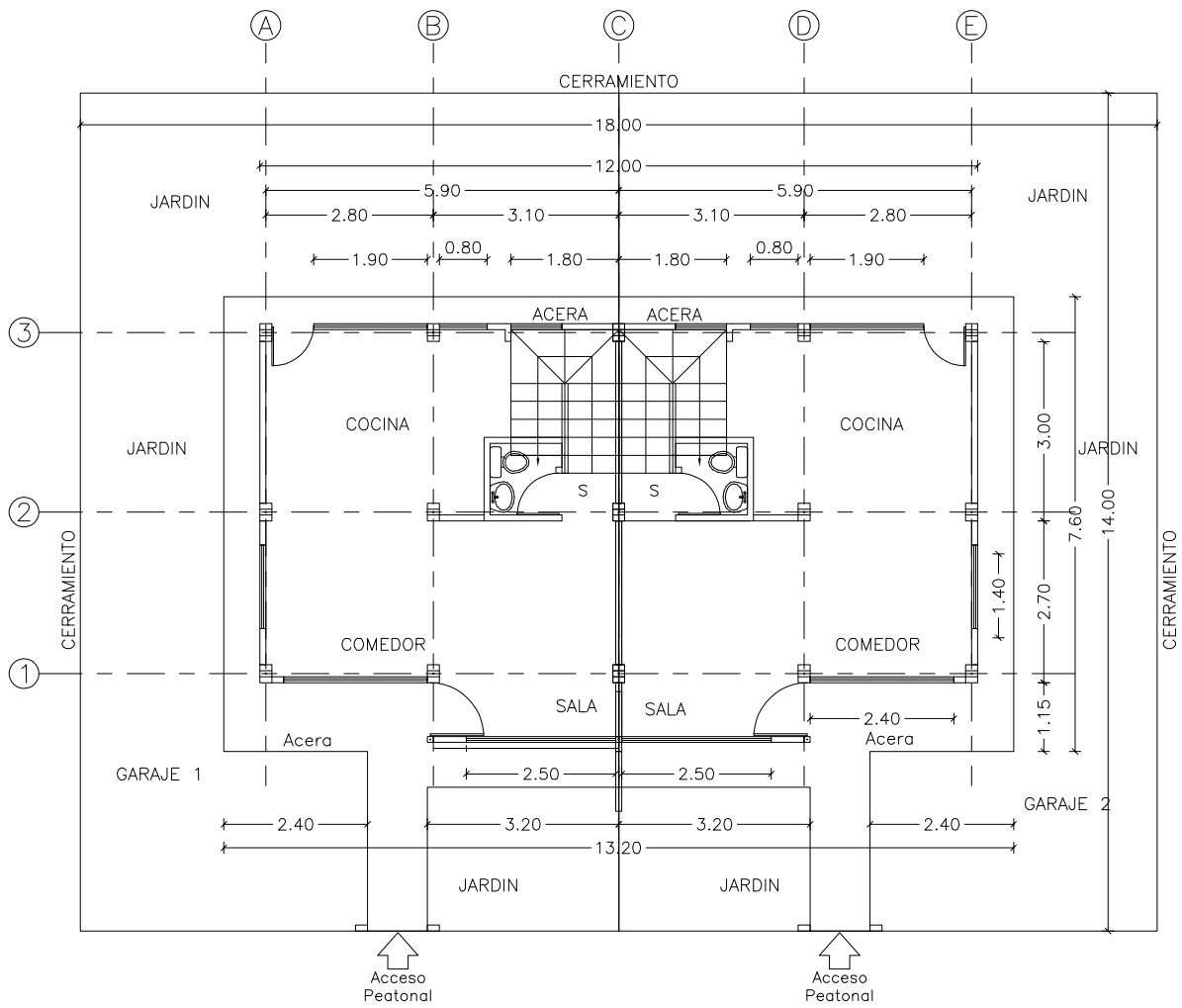
REVISADO POR:

SEBASTIÁN PANTOJA A.
 JUAN CARLOS PANTOJA

FIRMA AUTOR:

ESCALA	FECHA	LÁMINA
INDICADA	20-11-2017	1 / 1

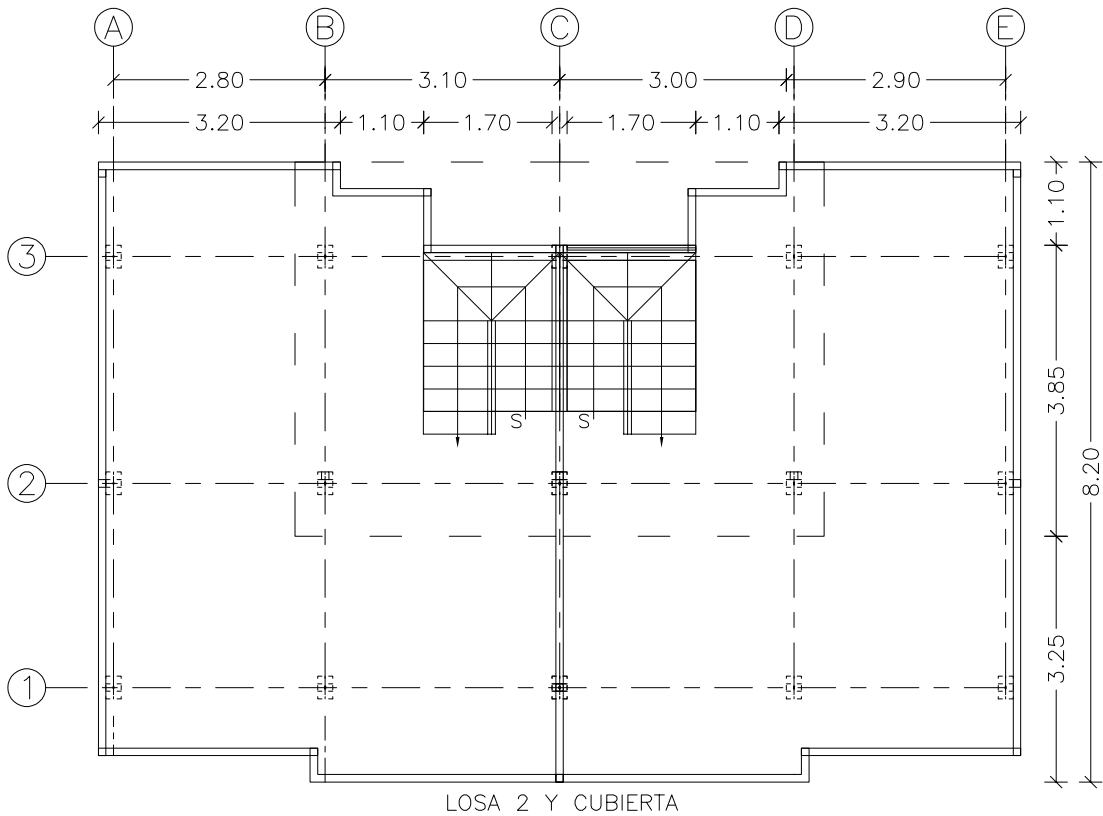
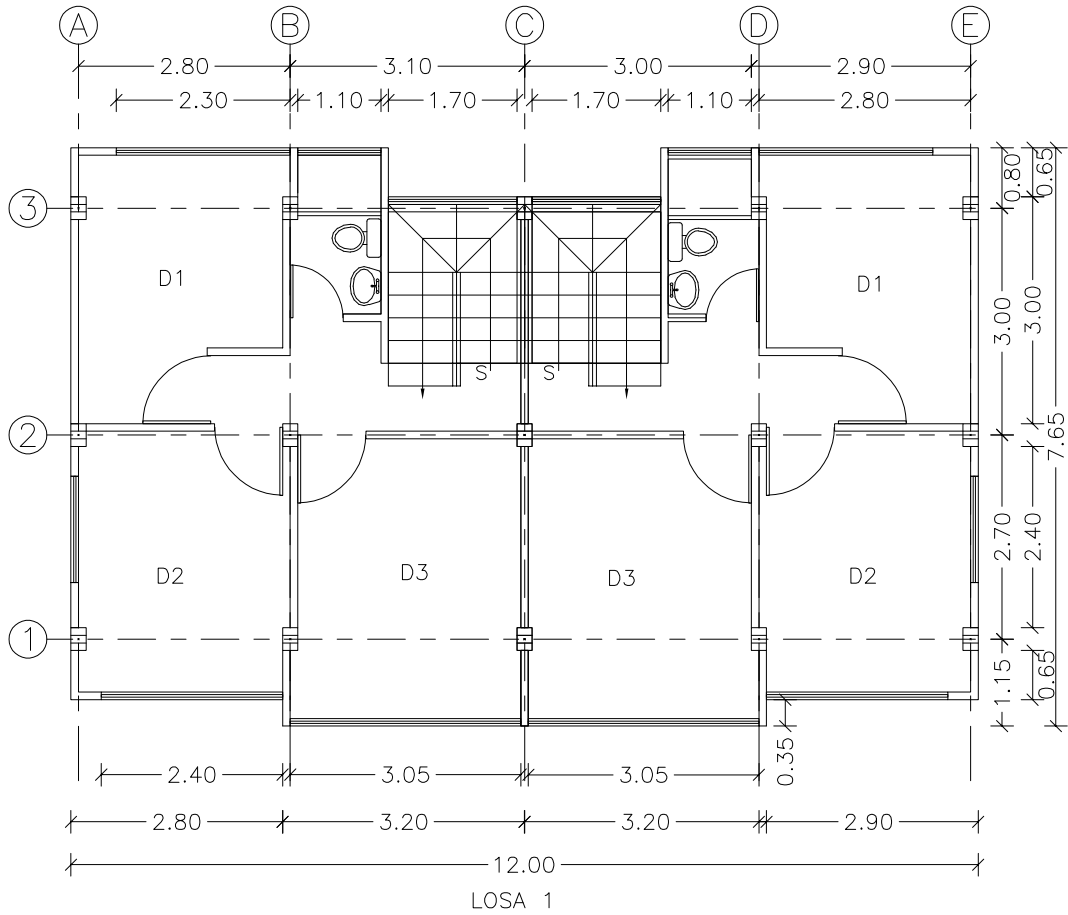




PLANTA BAJA

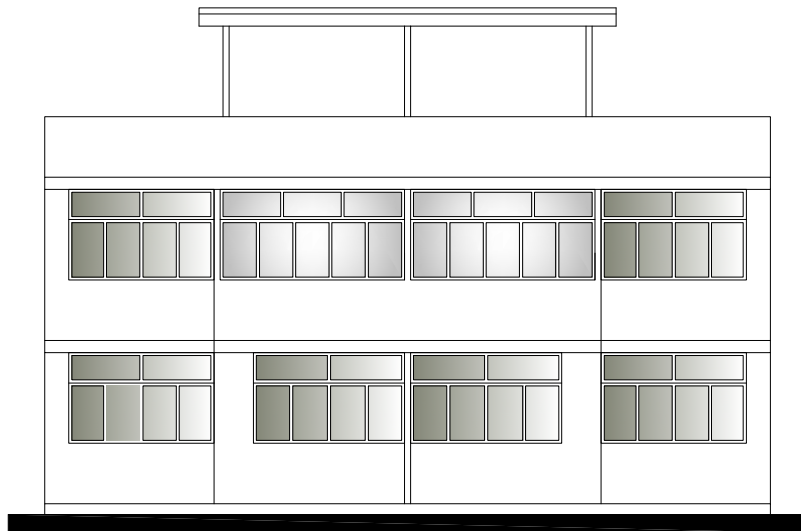
UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

CONTIENE: PLANOS ARQUITECTÓNICOS CONJUNTO HABITACIONAL "SAN SEBASTIÁN"	REALIZADO POR: SEBASTIÁN PANTOJA ABARCA	
OBSERVACIONES:	REVISADO POR: JUAN CARLOS PANTOJA M.	
	FIRMA AUTOR:	
ESCALA 1:125	FECHA 21-12-2017	LÁMINA 1/3

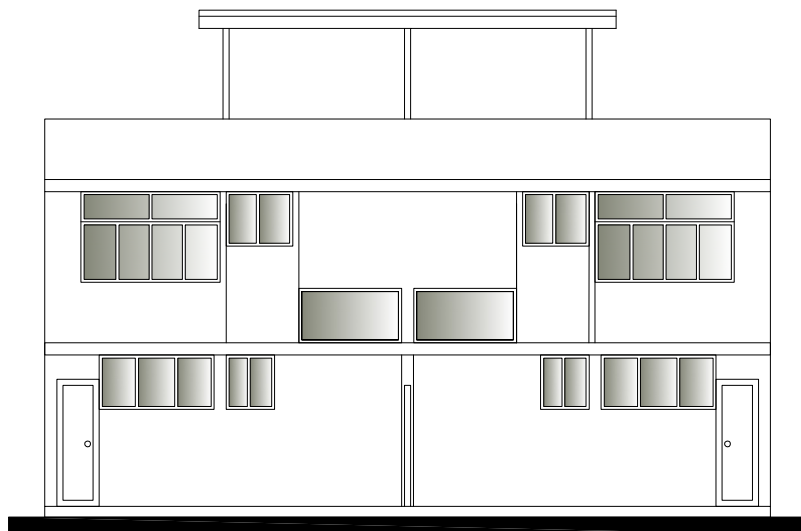


UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
 PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

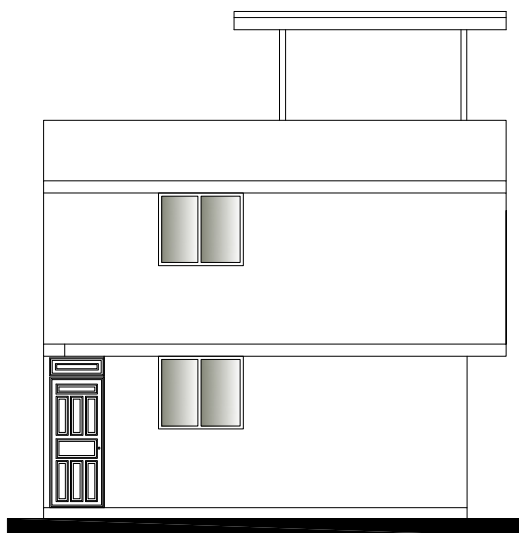
CONTIENE: PLANOS ARQUITECTÓNICOS CONJUNTO HABITACIONAL "SAN SEBASTIÁN"	REALIZADO POR: SEBASTIÁN PANTOJA ABARCA	
OBSERVACIONES:	REVISADO POR: JUAN CARLOS PANTOJA M.	
	FIRMA AUTOR:	
ESCALA 1:100	FECHA 21-12-2017	LÁMINA 2/3



VISTA FRONTAL



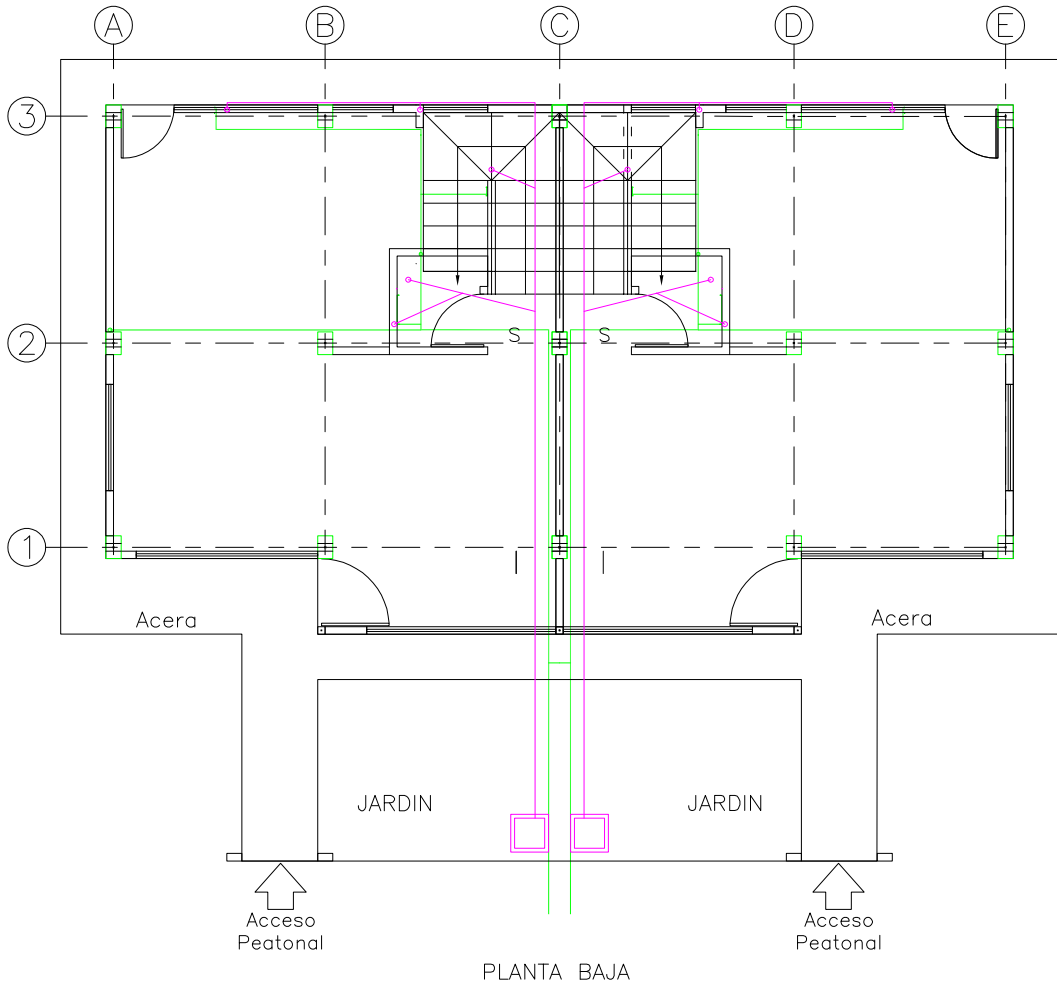
VISTA POSTERIOR



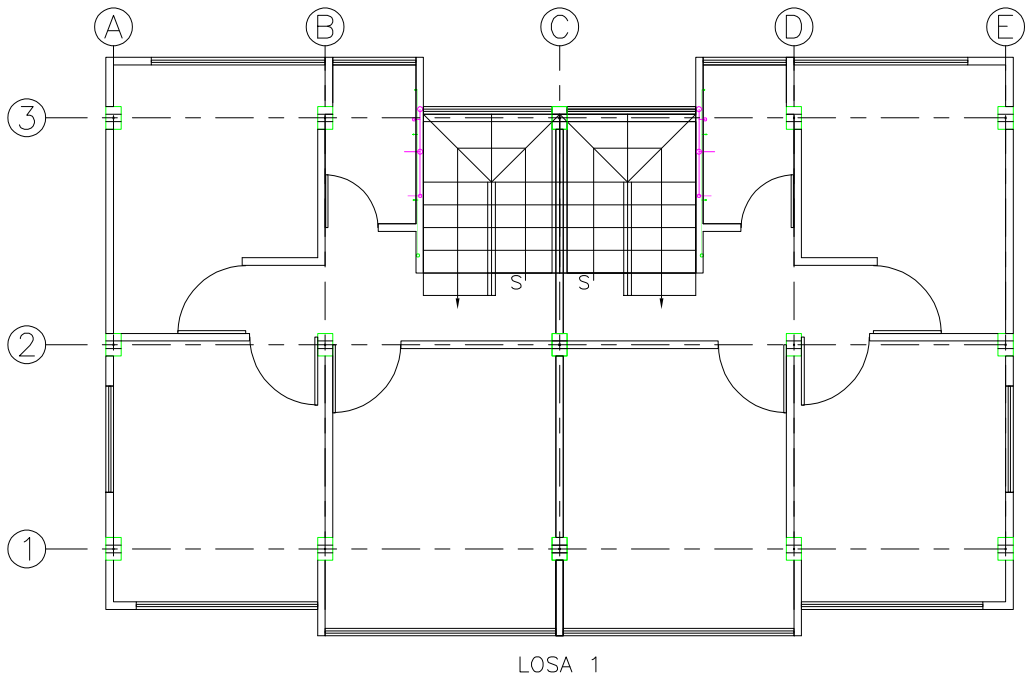
VISTA LATERAL

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

CONTIENE: PLANOS ARQUITECTÓNICOS CONJUNTO HABITACIONAL "SAN SEBASTIÁN"	REALIZADO POR: SEBASTIÁN PANTOJA ABARCA	
OBSERVACIONES:	REVISADO POR: JUAN CARLOS PANTOJA M.	
	FIRMA AUTOR:	
ESCALA 1:125	FECHA 21-12-2017	LÁMINA 3/3



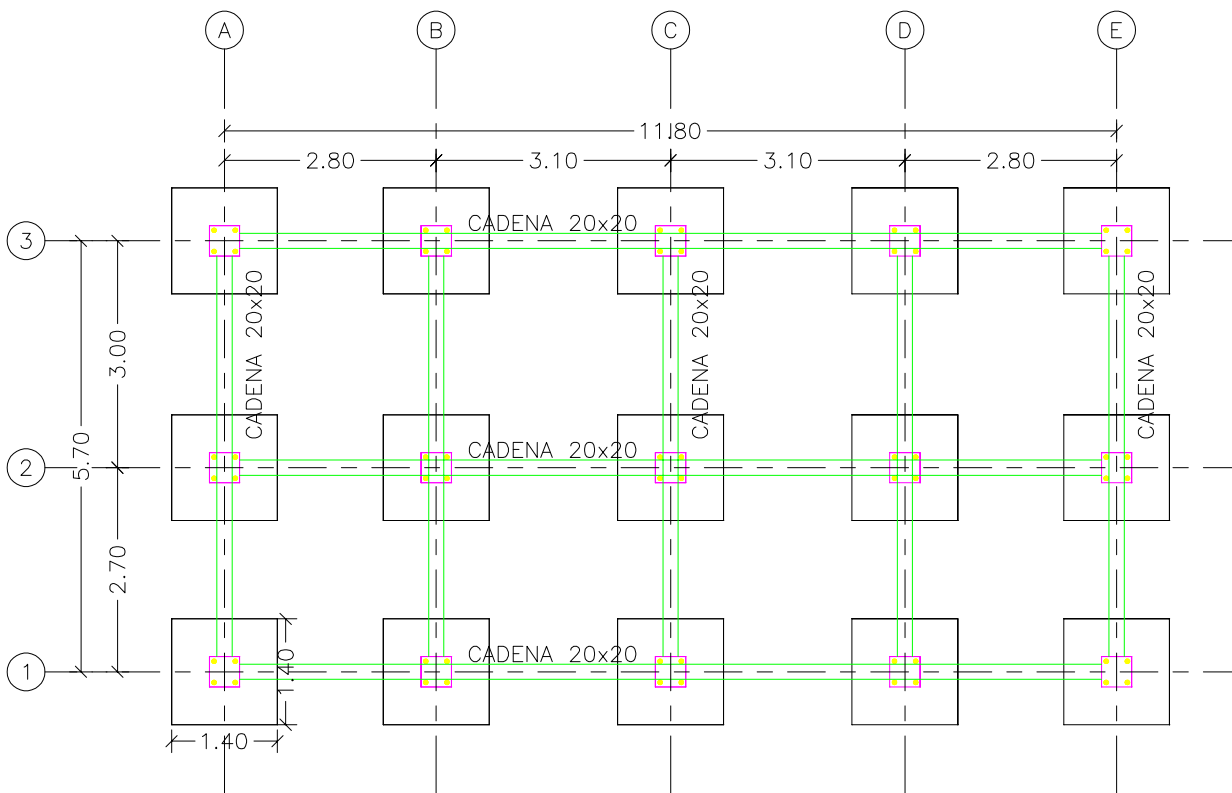
PLANTA BAJA



LOSA 1

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
 PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

CONTIENE: PLANOS HIDROSANITARIOS CONJUNTO HABITACIONAL "SAN SEBASTIÁN"	REALIZADO POR: SEBASTIÁN PANTOJA ABARCA	
OBSERVACIONES:	REVISADO POR: JUAN CARLOS PANTOJA M.	
	FIRMA AUTOR:	
ESCALA 1:100	FECHA 21-12-2017	LÁMINA 1/1



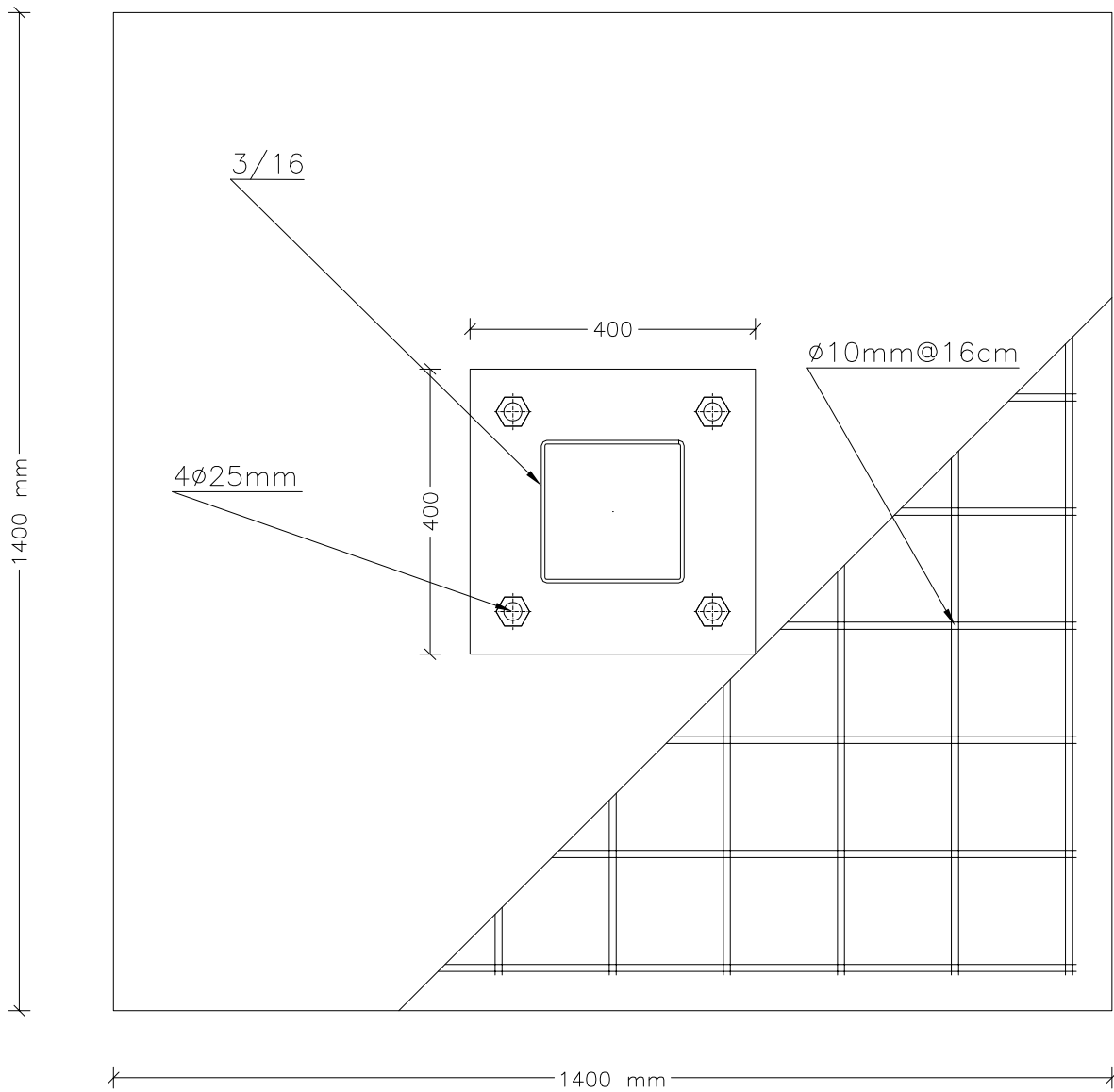
IMPLANTACIÓN CIMENTACIÓN

NOTAS:

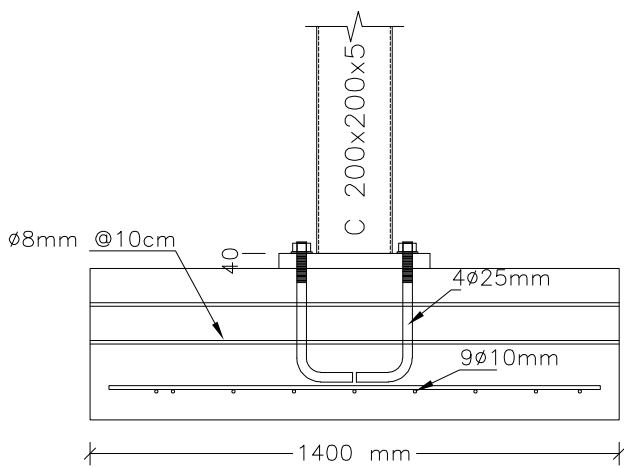
- HORMIGÓN $F'_c=210 \text{ MPa}$
- ACERO ESTRUCTURAL $F_y=36 \text{ MPa}$
- ACERO DE REFUERZO $F_y=420 \text{ MPa}$

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

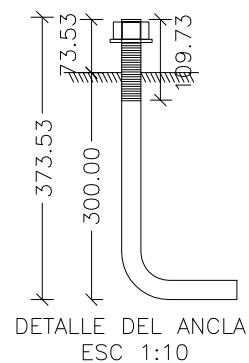
CONTIENE: PLANOS ESTRUCTURALES CONJUNTO HABITACIONAL "SAN SEBASTIÁN"	REALIZADO POR: SEBASTIÁN PANTOJA ABARCA	
OBSERVACIONES:	REVISADO POR: JUAN CARLOS PANTOJA M.	
	FIRMA AUTOR:	
ESCALA 1:100	FECHA 21-12-2017	LÁMINA 1/6



VISTA EN PLANTA
ESC 1:10



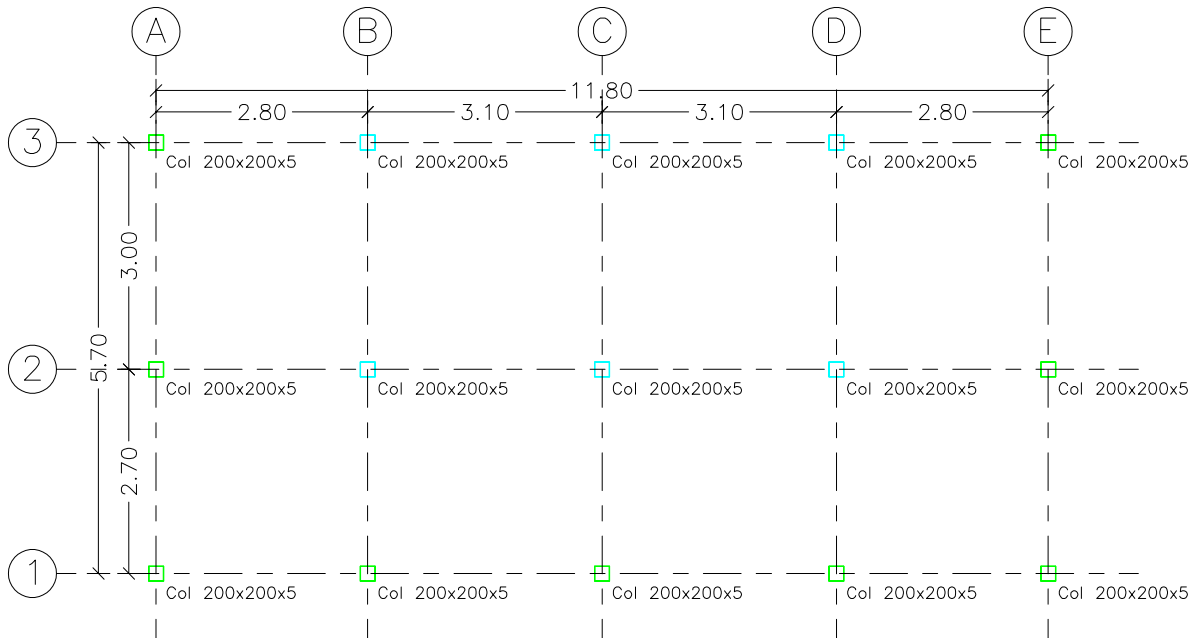
VISTA LATERAL
ESC 1:20



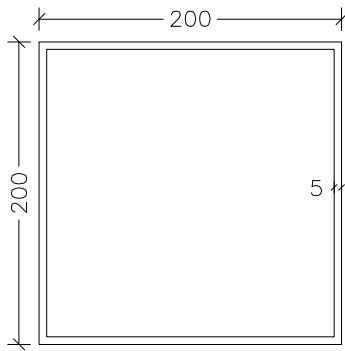
DETALLE DEL ANCLA
ESC 1:10

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

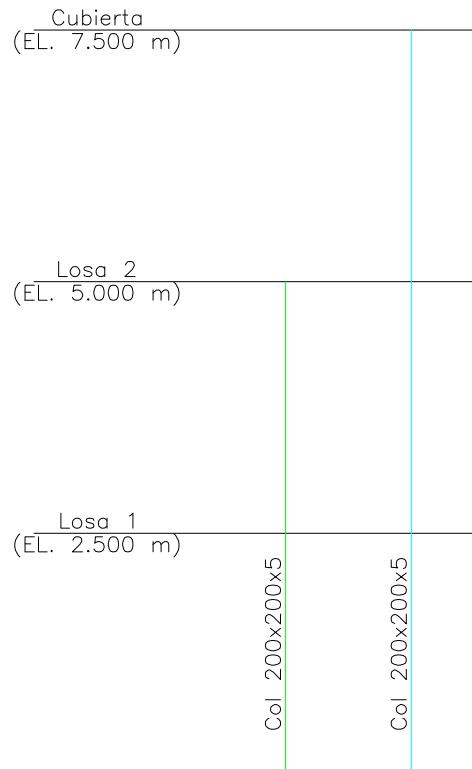
CONTIENE: PLANOS ESTRUCTURALES CONJUNTO HABITACIONAL "SAN SEBASTIÁN"	REALIZADO POR: SEBASTIÁN PANTOJA ABARCA		
OBSERVACIONES:	REVISADO POR: JUAN CARLOS PANTOJA M.		
	FIRMA AUTOR:		
	ESCALA	FECHA	LÁMINA
	INDICADA	21-12-2017	2/6



IMPLANTACIÓN COLUMNA
ESC 1:100



SECCIÓN COLUMNA
ESC 1:5

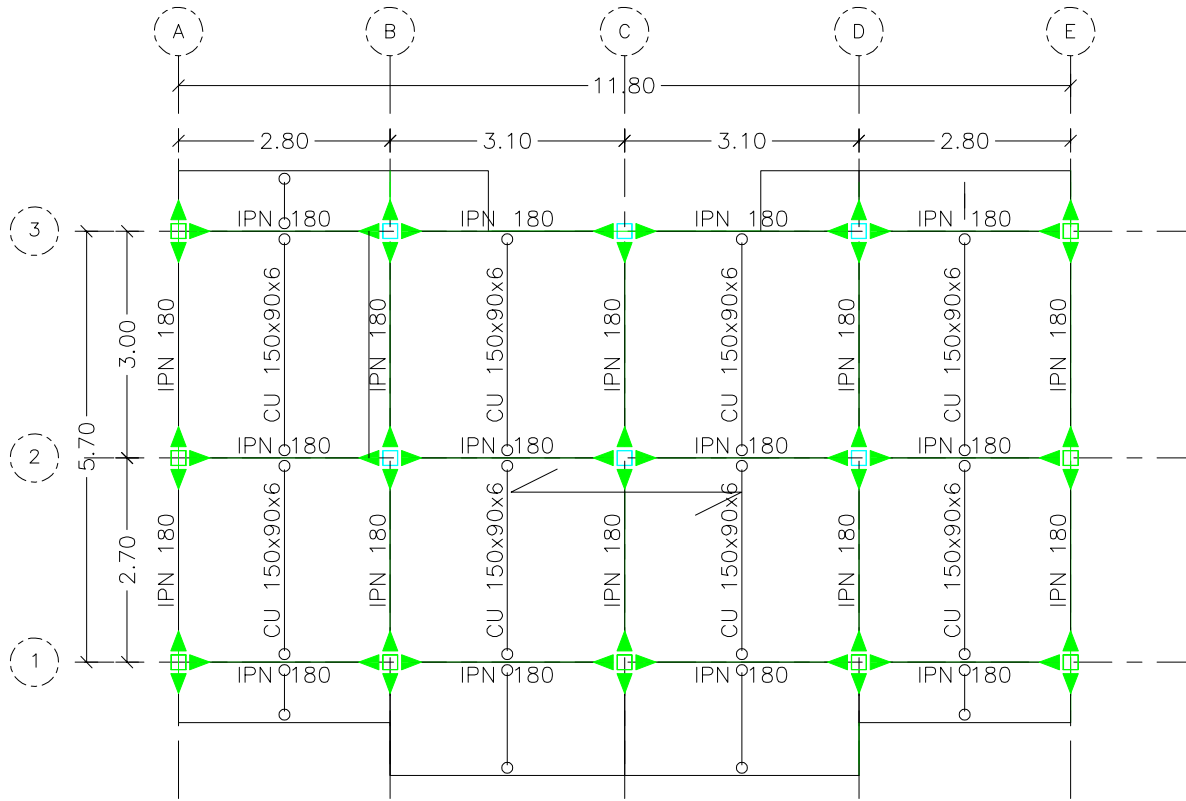


CANTIDAD	9	6
LONGITUD	5.000 m	7.500 m

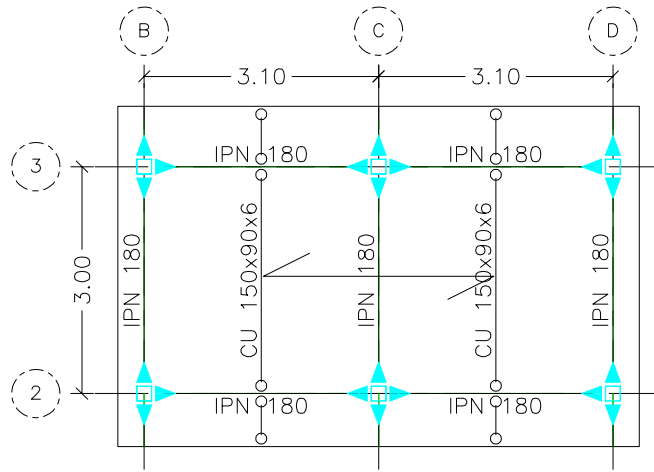
TABLA DE ALTURAS
NO ESCALADO

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

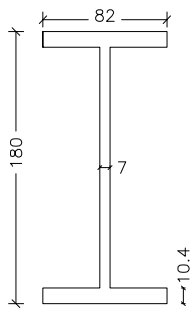
CONTIENE: PLANOS ESTRUCTURALES CONJUNTO HABITACIONAL "SAN SEBASTIÁN"	REALIZADO POR: SEBASTIÁN PANTOJA ABARCA		
	REVISADO POR: JUAN CARLOS PANTOJA M.		
OBSERVACIONES:	FIRMA AUTOR:		
	ESCALA	FECHA	LÁMINA
	INDICADA	21-12-2017	3/6



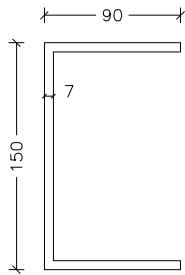
IMPLANTACIÓN VIGAS LOSA 1 Y 2
ESC 1:100



IMPLANTACIÓN VIGAS CUBIERTA
ESC 1:100

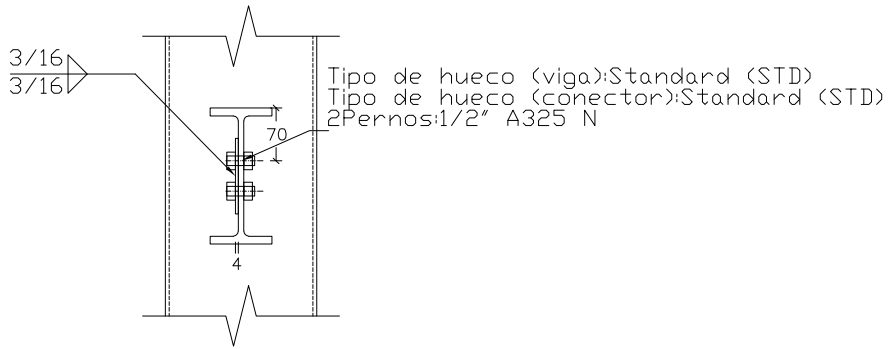
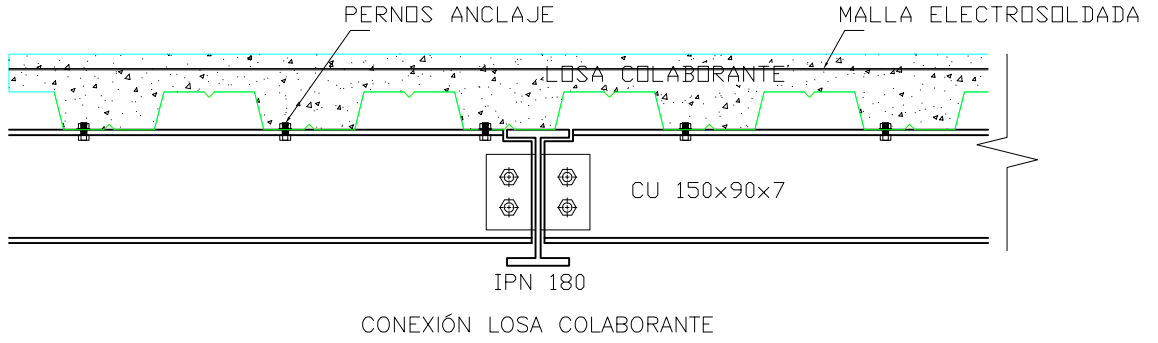


SECCIONES VIGAS
ESC 1:5

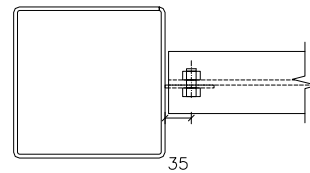


UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

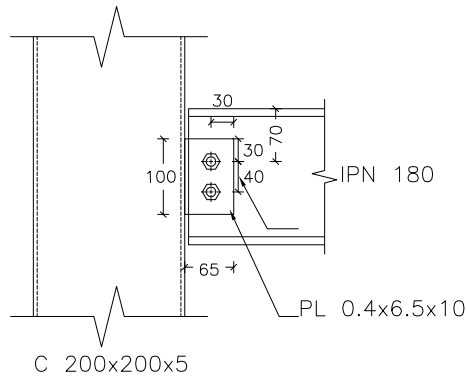
CONTIENE: PLANOS ESTRUCTURALES CONJUNTO HABITACIONAL "SAN SEBASTIÁN"	REALIZADO POR: SEBASTIÁN PANTOJA ABARCA		
	REVISADO POR: JUAN CARLOS PANTOJA M.		
OBSERVACIONES:	FIRMA AUTOR:		
	ESCALA	FECHA	LÁMINA
	INDICADA	21-12-2017	4/6



Vista frontal
CONEXIÓN CORTANTE



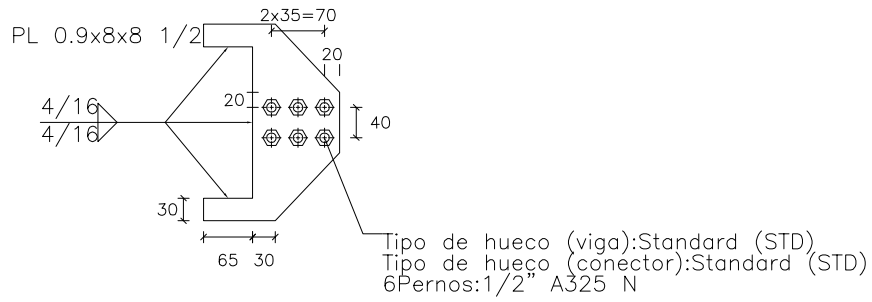
Vista superior
CONEXIÓN CORTANTE



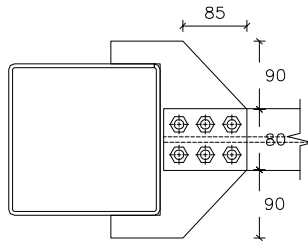
Vista lateral
CONEXIÓN CORTANTE

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

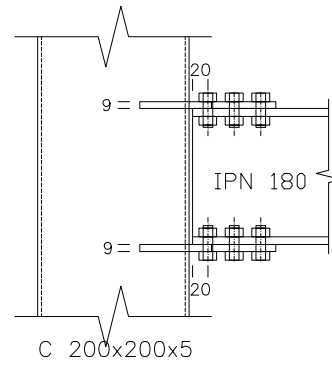
CONTIENE: PLANOS ESTRUCTURALES CONJUNTO HABITACIONAL "SAN SEBASTIÁN"	REALIZADO POR: SEBASTIÁN PANTOJA ABARCA	
OBSERVACIONES:	REVISADO POR: JUAN CARLOS PANTOJA M.	
	FIRMA AUTOR:	
ESCALA 1:10	FECHA 21-12-2017	LÁMINA 5/6



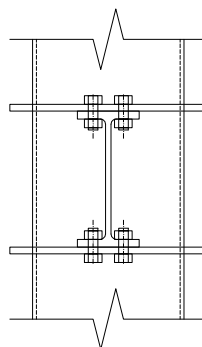
DETALLE DE EMPERNADO
 CONEXIÓN MOMENTO



Vista superior
 CONEXIÓN MOMENTO



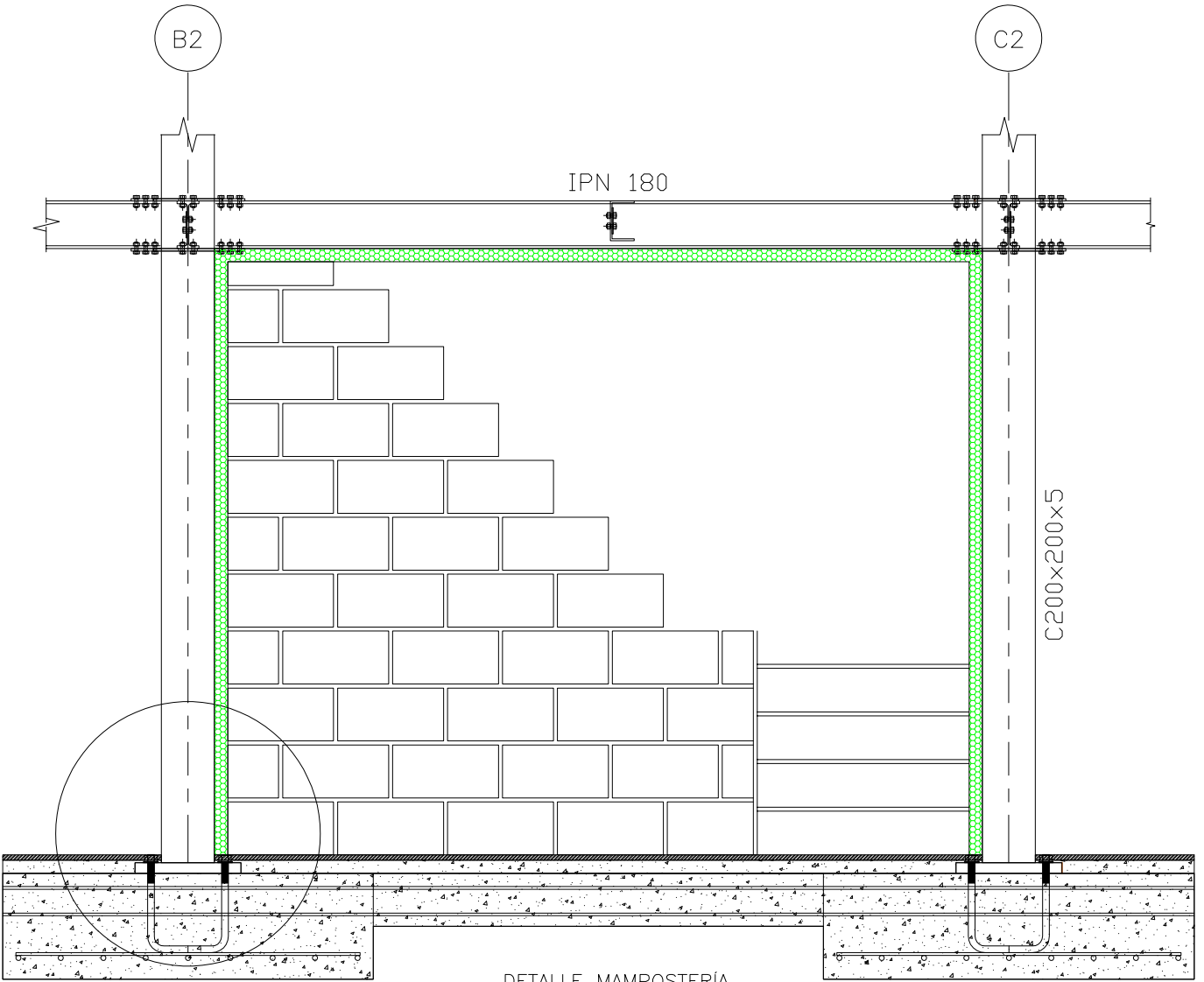
Vista lateral
 CONEXIÓN MOMENTO



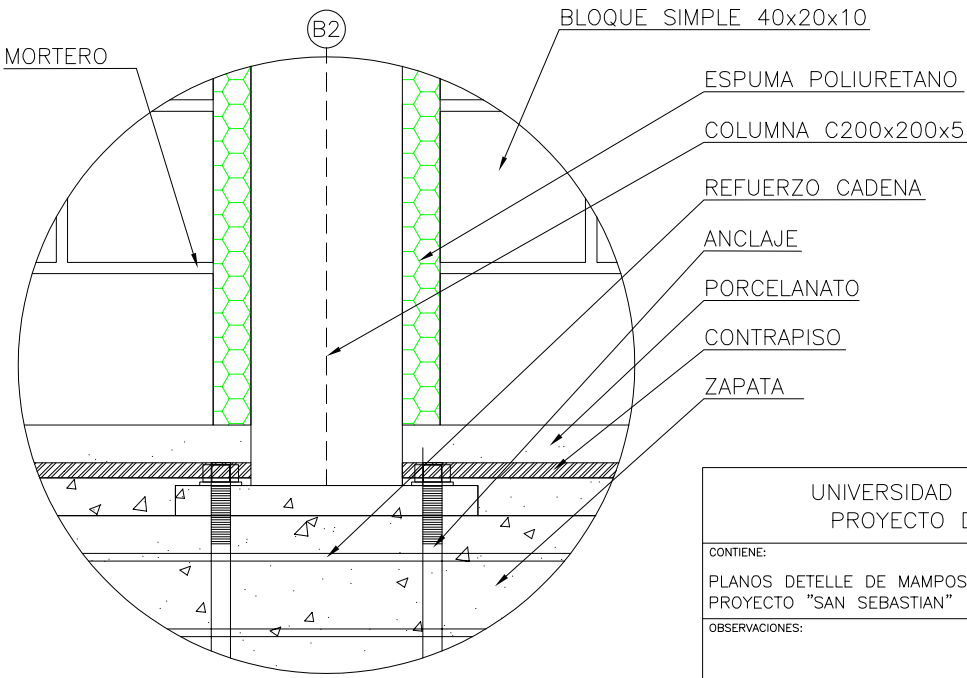
Vista frontal
 CONEXIÓN MOMENTO

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
 PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

CONTIENE: PLANOS ESTRUCTURALES CONJUNTO HABITACIONAL "SAN SEBASTIÁN"	REALIZADO POR: SEBASTIÁN PANTOJA ABARCA	
OBSERVACIONES:	REVISADO POR: JUAN CARLOS PANTOJA M.	
	FIRMA AUTOR:	
ESCALA 1:10	FECHA 21-12-2017	LÁMINA 6/6



DETALLE MAMPOSTERÍA
ESC 1:25



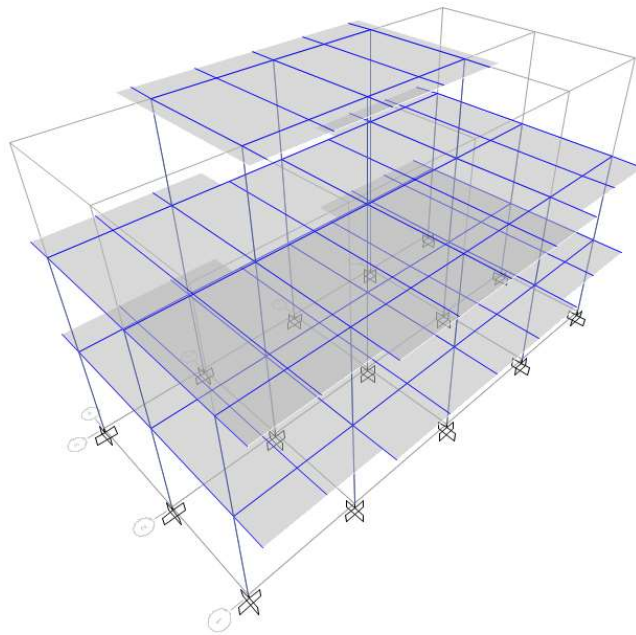
DETALLE MAMPOSTERÍA
ESC 1:10

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
PROYECTO DE TITULACIÓN ING. CIVIL

CONTIENE: PLANOS DETALLE DE MAMPOSTERIA PROYECTO "SAN SEBASTIAN"	REALIZADO POR: SEBASTIÁN PANTOJA ABARCA	
OBSERVACIONES:	REVISADO POR: JUAN CARLOS PANTOJA M.	
	FIRMA AUTOR:	
ESCALA INDICADA	FECHA 21-12-2017	LÁMINA 1/1

ANEXO 3

Reporte programas de diseño



Project Report

Model File: 1, Revision 0
30/11/2017

1 Structure Data

This chapter provides model geometry information, including items such as story levels, point coordinates, and element connectivity.

1.1 Story Data

Table 1.1 - Story Data

Name	Height mm	Elevation mm	Master Story	Similar To	Splice Story
Cubierta	2500	7500	Yes	None	No
Losa 2	2500	5000	No	Cubierta	No
Losa 1	2500	2500	No	Cubierta	No
Base	0	0	No	None	No

1.2 Grid Data

Table 1.2 - Grid Systems

Name	Type	Story Range	X Origin m	Y Origin m	Rotation deg	Bubble Size mm	Color
Tesis	Cartesian	Default	0	0	0	400	ffa0a0a0

Table 1.3 - Grid Lines

Grid System	Grid Direction	Grid ID	Visible	Bubble Location	Ordinate m
Tesis	X	A	Yes	End	0
Tesis	X	B	Yes	End	2.8
Tesis	X	C	Yes	End	5.9
Tesis	X	D	Yes	End	9
Tesis	X	E	Yes	End	11.8
Tesis	Y	1	Yes	Start	0
Tesis	Y	2	Yes	Start	2.7
Tesis	Y	3	Yes	Start	5.7

1.6 Mass

Table 1.9 - Centers of Mass and Rigidity

Story	Diaphragm m	Mass X kg	Mass Y kg	XCM m	YCM m	Cumulative X kg	Cumulative Y kg	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
Cubierta	D1	7308.94	7308.94	5.9	4.2468	7308.94	7308.94	5.9	4.2468		
Losa 2	D1	39959.22	39959.22	5.9	2.6571	47268.16	47268.16	5.9	2.9029		
Losa 1	D1	51628.46	51628.46	5.9	2.6488	98896.62	98896.62	5.9	2.7702		

Table 1.10 - Mass Summary by Diaphragm

Story	Diaphragm m	Mass X kg	Mass Y kg	Mass Moment of Inertia ton-m ²	X Mass Center m	Y Mass Center m
Cubierta	D1	7308.94	7308.94	52.1857	5.9	4.2468
Losa 2	D1	39959.22	39959.22	712.0438	5.9	2.6571
Losa 1	D1	51628.46	51628.46	922.8584	5.9	2.6488

Table 1.11 - Mass Summary by Story

Story	UX kg	UY kg	UZ kg
Cubierta	7308.94	7308.94	0
Losa 2	39959.22	39959.22	0
Losa 1	51628.46	51628.46	0
Base	573.96	573.96	0

2 Properties

This chapter provides property information for materials, frame sections, shell sections, and links.

2.1 Materials

Table 2.1 - Material Properties - Summary

Name	Type	E MPa	ν	Unit Weight kN/m ³	Design Strengths
A36	Steel	200000	0.3	76.9729	Fy=248.21 MPa, Fu=399.9 MPa
A992Fy50	Steel	199947.98	0.3	76.9729	Fy=344.74 MPa, Fu=448.16 MPa
Hormigon 21	Concrete	17906.09	0.2	23.536	Fc=21 MPa

2.2 Frame Sections

Table 2.2 - Frame Sections - Summary

Name	Material	Shape
Col 200x200x5	A36	Steel Tube
CU 150x90x6	A992Fy50	Steel Channel
IPN 180	A36	Steel I/Wide Flange

2.3 Shell Sections

Table 2.3 - Shell Sections - Summary

Name	Design Type	Element Type	Material	Total Thickness mm	Deck Material	Deck Depth mm
Deck Kubiek 0.65	Deck	Membrane	Hormigon 21	100	A992Fy50	50

4 Loads

This chapter provides loading information as applied to the model.

4.1 Load Patterns

Table 4.1 - Load Patterns

Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
Sismo x	Seismic	0	User Coefficient
Sismo y	Seismic	0	User Coefficient

User Coefficient Auto Seismic Load Calculation

This calculation presents the automatically generated lateral seismic loads for load pattern Sismo x using the user input coefficients, as calculated by ETABS.

Direction and Eccentricity

Direction = Multiple

Eccentricity Ratio = 5% for all diaphragms

Factors and Coefficients

Equivalent Lateral Forces

Base Shear Coefficient, C

$$C = 0.1488$$

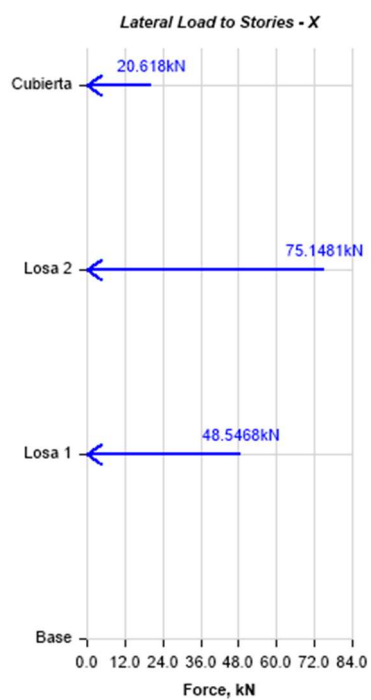
Base Shear, V

$$V = CW$$

Calculated Base Shear

Direction	Period Used (sec)	C	W (kN)	V (kN)
X	0	0	969.8446	144.3129
X + Ecc. Y	0	0	969.8446	144.3129
X - Ecc. Y	0	0	969.8446	144.3129

Applied Story Forces



Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	kN	kN
Cubierta	7.5	20.618	0
Losa 2	5	75.1481	0
Losa 1	2.5	48.5468	0
Base	0	0	0

4.3 Applied Loads

4.3.1 Area Loads

Table 4.4 - Shell Loads - Uniform

Story	Label	Unique Name	Load Pattern	Direction	Load kN/m ²
Cubierta	F13	24	Dead	Gravity	0.2
Cubierta	F13	24	Dead	Global-Y	0.13
Losa 2	F7	22	Dead	Gravity	2.45
Losa 2	F7	22	Dead	Global-Y	0.98
Losa 1	F7	20	Dead	Gravity	3.75
Losa 1	F7	20	Dead	Global-Y	0.98
Cubierta	F13	24	Live	Gravity	0
Cubierta	F13	24	Live	Gravity	1.7
Losa 2	F7	22	Live	Gravity	0
Losa 2	F7	22	Live	Gravity	3
Losa 1	F7	20	Live	Gravity	0
Losa 1	F7	20	Live	Gravity	2

4.4 Load Cases

Table 4.5 - Load Cases - Summary

Name	Type
Dead	Linear Static
Live	Linear Static
SismoX	Linear Static
SismoY	Linear Static
SismoESPX	Response Spectrum
SismoESPY	Response Spectrum

4.5 Load Combinations

Table 4.6 - Load Combinations

Name	Load Case/Comb	Scale Factor	Type	Auto
1.2D+1.6L	Dead	1.2	Linear Add	No
1.2D+1.6L	Live	1.6		No
1.4D	Dead	1.4	Linear Add	No
0.9D+EX	Dead	0.9	Linear Add	No
0.9D+EX	SismoX	1		No
0.9D-EX	Dead	0.9	Linear Add	No
0.9D-EX	SismoX	-1		No
0.9D+EY	Dead	0.9	Linear Add	No
0.9D+EY	SismoY	1		No
0.9D-EY	Dead	0.9	Linear Add	No
0.9D-EY	SismoY	-1		No
0.9D+EX+0.3EY	Dead	0.9	Linear Add	No
0.9D+EX+0.3EY	SismoX	1		No
0.9D+EX+0.3EY	SismoY	0.3		No
0.9D+EY+0.3EX	Dead	0.9	Linear Add	No
0.9D+EY+0.3EX	SismoY	1		No
0.9D+EY+0.3EX	SismoX	0.3		No
0.9D-EY+0.3EX	Dead	0.9	Linear Add	No
0.9D-EY+0.3EX	SismoY	-1		No
0.9D-EY+0.3EX	SismoX	0.3		No

Name	Load Case/Combo	Scale Factor	Type	Auto
1.2D+L+EX	Dead	1.2	Linear Add	No
1.2D+L+EX	Live	1		No
1.2D+L+EX	SismoX	1		No
1.2D+L-EX	Dead	1.2	Linear Add	No
1.2D+L-EX	Live	1		No
1.2D+L-EX	SismoX	-1		No
0.9D+EX-0.3EY	Dead	0.9	Linear Add	No
0.9D+EX-0.3EY	SismoX	1		No
0.9D+EX-0.3EY	SismoY	-0.3		No
1.2D+L+EY	Dead	1.2	Linear Add	No
1.2D+L+EY	Live	1		No
1.2D+L+EY	SismoY	1		No
1.2D+L-EY	Dead	1.2	Linear Add	No
1.2D+L-EY	Live	1		No
1.2D+L-EY	SismoY	-1		No
1.2D+L+EX+0.3EY	Dead	1.2	Linear Add	No
1.2D+L+EX+0.3EY	Live	1		No
1.2D+L+EX+0.3EY	SismoX	1		No
1.2D+L+EX+0.3EY	SismoY	0.3		No
1.2D+L+EX-0.3EY	Dead	1.2	Linear Add	No
1.2D+L+EX-0.3EY	Live	1		No
1.2D+L+EX-0.3EY	SismoX	1		No
1.2D+L+EX-0.3EY	SismoY	-0.3		No
1.2D+L+EY+0.3EX	Dead	1.2	Linear Add	No
1.2D+L+EY+0.3EX	Live	1		No
1.2D+L+EY+0.3EX	SismoY	1		No
1.2D+L+EY+0.3EX	SismoX	0.3		No
1.2D+L-EY+0.3EX	Dead	1.2	Linear Add	No
1.2D+L-EY+0.3EX	Live	1		No
1.2D+L-EY+0.3EX	SismoY	-1		No
1.2D+L-EY+0.3EX	SismoX	0.3		No

5 Analysis Results

This chapter provides analysis results.

5.1 Structure Results

Table 5.1 - Base Reactions

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
Dead	0	-171.4793	975.4732	3356.4958	-5755.2919	-1011.7279	0	0	0
Live	0	0	479.935	1351.3325	-2831.6165	0	0	0	0
SismoX 1	-144.3129	0	0	0	-651.7425	415.8232	0	0	0
SismoX 2	-144.3129	0	0	0	-651.7425	467.7755	0	0	0
SismoX 3	-144.3129	0	0	0	-651.7425	363.8709	0	0	0
SismoY 1	0	-144.3129	0	651.7425	0	-851.4459	0	0	0
SismoY 2	0	-144.3129	0	651.7425	0	-931.5391	0	0	0
SismoY 3	0	-144.3129	0	651.7425	0	-771.3528	0	0	0
SismoESPX Max	147.1302	0	0	0	657.8205	453.6468	0	0	0
SismoESPY Max	0	146.5807	0	657.3958	0	864.8263	0	0	0
1.2D+1.6L	0	-205.7752	1938.4638	6189.927	-11436.9367	-1214.0734	0	0	0
1.4D	0	-240.071	1365.6625	4699.0941	-8057.4087	-1416.419	0	0	0
0.9D+EX Max	-144.3129	-154.3314	877.9259	3020.8462	-5831.5052	-442.7795	0	0	0
0.9D+EX Min	-144.3129	-154.3314	877.9259	3020.8462	-5831.5052	-546.6842	0	0	0

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
0.9D-EX Max	144.3129	-154.3314	877.9259	3020.8462	-4528.0202	-1274.426	0	0	0
0.9D-EX Min	144.3129	-154.3314	877.9259	3020.8462	-4528.0202	-1378.3306	0	0	0
0.9D+EY Max	0	-298.6442	877.9259	3672.5887	-5179.7627	-1681.9078	0	0	0
0.9D+EY Min	0	-298.6442	877.9259	3672.5887	-5179.7627	-1842.0942	0	0	0
0.9D-EY Max	0	-10.0185	877.9259	2369.1037	-5179.7627	20.984	0	0	0
0.9D-EY Min	0	-10.0185	877.9259	2369.1037	-5179.7627	-139.2023	0	0	0
0.9D+EX+0.3EY Max	-144.3129	-197.6252	877.9259	3216.369	-5831.5052	-674.1854	0	0	0
0.9D+EX+0.3EY Min	-144.3129	-197.6252	877.9259	3216.369	-5831.5052	-826.1459	0	0	0
0.9D+EY+0.3EX Max	-43.2939	-298.6442	877.9259	3672.5887	-5375.2855	-1541.5752	0	0	0
0.9D+EY+0.3EX Min	-43.2939	-298.6442	877.9259	3672.5887	-5375.2855	-1732.9329	0	0	0
0.9D-EY+0.3EX Max	-43.2939	-10.0185	877.9259	2369.1037	-5375.2855	161.3167	0	0	0
0.9D-EY+0.3EX Min	-43.2939	-10.0185	877.9259	2369.1037	-5375.2855	-30.0411	0	0	0
1.2D+L+EX Max	-144.3129	-205.7752	1650.5028	5379.1275	-10389.7093	-746.2979	0	0	0
1.2D+L+EX Min	-144.3129	-205.7752	1650.5028	5379.1275	-10389.7093	-850.2026	0	0	0
1.2D+L-EX Max	144.3129	-205.7752	1650.5028	5379.1275	-9086.2243	-1577.9443	0	0	0
1.2D+L-EX Min	144.3129	-205.7752	1650.5028	5379.1275	-9086.2243	-1681.849	0	0	0
0.9D+EX-0.3EY Max	-144.3129	-111.0375	877.9259	2825.3235	-5831.5052	-163.3178	0	0	0
0.9D+EX-0.3EY Min	-144.3129	-111.0375	877.9259	2825.3235	-5831.5052	-315.2784	0	0	0
1.2D+L+EY Max	0	-350.088	1650.5028	6030.8699	-9737.9668	-1985.4262	0	0	0
1.2D+L+EY Min	0	-350.088	1650.5028	6030.8699	-9737.9668	-2145.6126	0	0	0
1.2D+L-EY Max	0	-61.4623	1650.5028	4727.385	-9737.9668	-282.5343	0	0	0
1.2D+L-EY Min	0	-61.4623	1650.5028	4727.385	-9737.9668	-442.7207	0	0	0
1.2D+L+EX+0.3EY Max	-144.3129	-249.069	1650.5028	5574.6502	-10389.7093	-977.7037	0	0	0
1.2D+L+EX+0.3EY Min	-144.3129	-249.069	1650.5028	5574.6502	-10389.7093	-1129.6643	0	0	0
1.2D+L+EX-0.3EY Max	-144.3129	-162.4813	1650.5028	5183.6047	-10389.7093	-466.8362	0	0	0
1.2D+L+EX-0.3EY Min	-144.3129	-162.4813	1650.5028	5183.6047	-10389.7093	-618.7967	0	0	0
1.2D+L+EY+0.3EX Max	-43.2939	-350.088	1650.5028	6030.8699	-9933.4895	-1845.0935	0	0	0
1.2D+L+EY+0.3EX Min	-43.2939	-350.088	1650.5028	6030.8699	-9933.4895	-2036.4513	0	0	0
1.2D+L-EY+0.3EX Max	-43.2939	-61.4623	1650.5028	4727.385	-9933.4895	-142.2017	0	0	0
1.2D+L-EY+0.3EX Min	-43.2939	-61.4623	1650.5028	4727.385	-9933.4895	-333.5594	0	0	0

Table 5.2 - Centers of Mass and Rigidity

Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	XCM m	YCM m	Cumulati ve X kg	Cumulati ve Y kg	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
Cubierta	D1	7308.94	7308.94	5.9	4.2468	7308.94	7308.94	5.9	4.2468		
Losa 2	D1	39959.22	39959.22	5.9	2.6571	47268.16	47268.16	5.9	2.9029		
Losa 1	D1	51628.46	51628.46	5.9	2.6488	98896.62	98896.62	5.9	2.7702		

Table 5.5 - Story Drifts

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Cubierta	Dead	Y	0.000938	14	9	5.7	7.5
Cubierta	Live	Y	6.1E-05	14	9	5.7	7.5
Cubierta	SismoX 1	X	0.001711	14	9	5.7	7.5
Cubierta	SismoX 2	X	0.001779	14	9	5.7	7.5
Cubierta	SismoX 3	X	0.001716	9	9	2.7	7.5
Cubierta	SismoY 1	Y	0.002007	14	9	5.7	7.5
Cubierta	SismoY 2	Y	0.002178	14	9	5.7	7.5
Cubierta	SismoY 3	Y	0.002178	12	2.8	5.7	7.5
Cubierta	SismoESPX Max	X	0.00177	14	9	5.7	7.5
Cubierta	SismoESPY Max	Y	0.002068	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+1.6L	Y	0.001029	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.4D	Y	0.001313	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EX Max	X	0.001779	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EX Max	Y	0.000993	12	2.8	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EX Min	X	0.001643	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EX Min	Y	0.000844	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D-EX Max	X	0.001643	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D-EX Max	Y	0.000993	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D-EX Min	X	0.001779	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D-EX Min	Y	0.000844	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EY Max	Y	0.003022	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EY Min	Y	0.002851	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D-EY Max	Y	0.001163	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D-EY Min	Y	0.001334	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EX+0.3EY Max	X	0.001811	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EX+0.3EY Max	Y	0.001646	12	2.8	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EX+0.3EY Min	X	0.001617	9	9	2.7	7.5
Cubierta	0.9D+EX+0.3EY Min	Y	0.001446	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EY+0.3EX Max	X	0.000638	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EY+0.3EX Max	Y	0.003067	12	2.8	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EY+0.3EX Min	X	0.000429	9	9	2.7	7.5
Cubierta	0.9D+EY+0.3EX Min	Y	0.002851	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D-EY+0.3EX Max	X	0.000638	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D-EY+0.3EX Max	Y	0.001163	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D-EY+0.3EX Min	X	0.000429	9	9	2.7	7.5
Cubierta	0.9D-EY+0.3EX Min	Y	0.001378	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EX Max	X	0.001779	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EX Max	Y	0.001213	12	2.8	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EX Min	X	0.001643	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EX Min	Y	0.001065	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L-EX Max	X	0.001643	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L-EX Max	Y	0.001213	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L-EX Min	X	0.001779	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L-EX Min	Y	0.001065	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EX-0.3EY Max	X	0.001811	14	9	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EX-0.3EY Max	Y	0.000442	12	2.8	5.7	7.5
Cubierta	0.9D+EX-0.3EY Min	X	0.001617	9	9	2.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EY Max	Y	0.003243	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EY Min	Y	0.003072	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L-EY Max	Y	0.000942	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L-EY Min	Y	0.001113	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EX+0.3EY Max	X	0.001811	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EX+0.3EY Max	Y	0.001867	12	2.8	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EX+0.3EY Min	X	0.001617	9	9	2.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EX+0.3EY Min	Y	0.001667	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EX-0.3EY Max	X	0.001811	14	9	5.7	7.5

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Cubierta	1.2D+L+EX-0.3EY Max	Y	0.000663	12	2.8	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EX-0.3EY Min	X	0.001617	9	9	2.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EX-0.3EY Min	Y	0.000463	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Max	X	0.000638	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Max	Y	0.003287	12	2.8	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Min	X	0.000429	9	9	2.7	7.5
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Min	Y	0.003072	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L-EY+0.3EX Max	X	0.000638	14	9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L-EY+0.3EX Max	Y	0.000942	13	5.9	5.7	7.5
Cubierta	1.2D+L-EY+0.3EX Min	X	0.000429	9	9	2.7	7.5
Cubierta	1.2D+L-EY+0.3EX Min	Y	0.001158	14	9	5.7	7.5
Losa 2	Dead	Y	0.002666	34	11.8	6.5	5
Losa 2	Live	Y	0.0001	34	11.8	6.5	5
Losa 2	SismoX 1	X	0.002799	34	11.8	6.5	5
Losa 2	SismoX 2	X	0.002953	34	11.8	6.5	5
Losa 2	SismoX 3	X	0.002772	43	11.8	-0.8	5
Losa 2	SismoY 1	Y	0.003003	34	11.8	6.5	5
Losa 2	SismoY 2	Y	0.003383	34	11.8	6.5	5
Losa 2	SismoY 3	Y	0.003383	31	0	6.5	5
Losa 2	SismoESPX Max	X	0.002924	34	11.8	6.5	5
Losa 2	SismoESPY Max	Y	0.003059	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+1.6L	Y	0.003039	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.4D	Y	0.003732	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D+EX Max	X	0.002953	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D+EX Max	Y	0.002789	31	0	6.5	5
Losa 2	0.9D+EX Min	X	0.002701	9	9	2.7	5
Losa 2	0.9D+EX Min	Y	0.002399	13	5.9	5.7	5
Losa 2	0.9D-EX Max	X	0.002701	9	9	2.7	5
Losa 2	0.9D-EX Max	Y	0.002789	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D-EX Min	X	0.002953	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D-EX Min	Y	0.002399	13	5.9	5.7	5
Losa 2	0.9D+EY Max	Y	0.005782	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D+EY Min	Y	0.005402	13	5.9	5.7	5
Losa 2	0.9D-EY Max	X	0.000237	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D-EY Max	Y	0.000604	13	5.9	5.7	5
Losa 2	0.9D-EY Min	X	0.000237	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D-EY Min	Y	0.000984	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D+EX+0.3EY Max	X	0.003024	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D+EX+0.3EY Max	Y	0.003804	31	0	6.5	5
Losa 2	0.9D+EX+0.3EY Min	X	0.002699	9	9	2.7	5
Losa 2	0.9D+EX+0.3EY Min	Y	0.0033	13	5.9	5.7	5
Losa 2	0.9D+EY+0.3EX Max	X	0.001123	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D+EY+0.3EX Max	Y	0.005899	31	0	6.5	5
Losa 2	0.9D+EY+0.3EX Min	X	0.000803	9	9	2.7	5
Losa 2	0.9D+EY+0.3EX Min	Y	0.005402	13	5.9	5.7	5
Losa 2	0.9D-EY+0.3EX Max	X	0.001123	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D-EY+0.3EX Max	Y	0.000604	13	5.9	5.7	5
Losa 2	0.9D-EY+0.3EX Min	X	0.000803	9	9	2.7	5
Losa 2	0.9D-EY+0.3EX Min	Y	0.001101	43	11.8	-0.8	5
Losa 2	1.2D+L+EX Max	X	0.002953	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+L+EX Max	Y	0.003489	31	0	6.5	5
Losa 2	1.2D+L+EX Min	X	0.002701	9	9	2.7	5
Losa 2	1.2D+L+EX Min	Y	0.003099	13	5.9	5.7	5
Losa 2	1.2D+L-EX Max	X	0.002701	9	9	2.7	5
Losa 2	1.2D+L-EX Max	Y	0.003489	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+L-EX Min	X	0.002953	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+L-EX Min	Y	0.003099	13	5.9	5.7	5

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Losa 2	0.9D+EX-0.3EY Max	X	0.003024	34	11.8	6.5	5
Losa 2	0.9D+EX-0.3EY Max	Y	0.002002	31	0	6.5	5
Losa 2	0.9D+EX-0.3EY Min	X	0.002699	9	9	2.7	5
Losa 2	0.9D+EX-0.3EY Min	Y	0.001498	13	5.9	5.7	5
Losa 2	1.2D+L+EY Max	Y	0.006482	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+L+EY Min	Y	0.006102	13	5.9	5.7	5
Losa 2	1.2D+L-EY Max	X	0.000237	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+L-EY Max	Y	0.000475	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+L-EY Min	X	0.000237	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+L-EY Min	Y	0.000284	31	0	6.5	5
Losa 2	1.2D+L+EX+0.3EY Max	X	0.003024	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+L+EX+0.3EY Max	Y	0.004504	31	0	6.5	5
Losa 2	1.2D+L+EX+0.3EY Min	X	0.002699	9	9	2.7	5
Losa 2	1.2D+L+EX+0.3EY Min	Y	0.004	13	5.9	5.7	5
Losa 2	1.2D+L+EX-0.3EY Max	X	0.003024	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+L+EX-0.3EY Max	Y	0.002702	31	0	6.5	5
Losa 2	1.2D+L+EX-0.3EY Min	X	0.002699	9	9	2.7	5
Losa 2	1.2D+L+EX-0.3EY Min	Y	0.002198	13	5.9	5.7	5
Losa 2	1.2D+L+EY+0.3EX Max	X	0.001123	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+L+EY+0.3EX Max	Y	0.006599	31	0	6.5	5
Losa 2	1.2D+L+EY+0.3EX Min	X	0.000803	9	9	2.7	5
Losa 2	1.2D+L+EY+0.3EX Min	Y	0.006102	13	5.9	5.7	5
Losa 2	1.2D+L-EY+0.3EX Max	X	0.001123	34	11.8	6.5	5
Losa 2	1.2D+L-EY+0.3EX Max	Y	0.000592	31	0	6.5	5
Losa 2	1.2D+L-EY+0.3EX Min	X	0.000803	9	9	2.7	5
Losa 2	1.2D+L-EY+0.3EX Min	Y	0.000401	34	11.8	6.5	5
Losa 1	Dead	Y	0.002784	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	Live	Y	3.9E-05	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	SismoX 1	X	0.002454	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	SismoX 2	X	0.002562	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	SismoX 3	X	0.002492	5	11.8	0	2.5
Losa 1	SismoY 1	Y	0.002572	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	SismoY 2	Y	0.002914	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	SismoY 3	Y	0.002914	11	0	5.7	2.5
Losa 1	SismoESPX Max	X	0.002548	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	SismoESPY Max	Y	0.002607	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+1.6L	Y	0.003278	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.4D	Y	0.003898	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX Max	X	0.002562	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX Max	Y	0.002797	11	0	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX Min	X	0.002414	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX Min	Y	0.002506	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	0.9D-EX Max	X	0.002414	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	0.9D-EX Max	Y	0.002797	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	0.9D-EX Min	X	0.002562	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	0.9D-EX Min	Y	0.002506	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EY Max	Y	0.00542	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EY Min	Y	0.005078	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	0.9D-EY Max	X	0.000168	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	0.9D-EY Max	Y	0.000275	11	0	5.7	2.5
Losa 1	0.9D-EY Min	X	0.000168	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	0.9D-EY Min	Y	0.000408	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX+0.3EY Max	X	0.002613	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX+0.3EY Max	Y	0.003671	11	0	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX+0.3EY Min	X	0.002413	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX+0.3EY Min	Y	0.003277	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EY+0.3EX Max	X	0.000936	15	11.8	5.7	2.5

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Losa 1	0.9D+EY+0.3EX Max	Y	0.005507	11	0	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EY+0.3EX Min	X	0.000718	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	0.9D+EY+0.3EX Min	Y	0.005078	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	0.9D-EY+0.3EX Max	X	0.000936	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	0.9D-EY+0.3EX Max	Y	0.000362	11	0	5.7	2.5
Losa 1	0.9D-EY+0.3EX Min	X	0.000718	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	0.9D-EY+0.3EX Min	Y	0.000496	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX Max	X	0.002562	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX Max	Y	0.003592	11	0	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX Min	X	0.002414	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX Min	Y	0.003301	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L-EX Max	X	0.002414	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	1.2D+L-EX Max	Y	0.003592	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L-EX Min	X	0.002562	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L-EX Min	Y	0.003301	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX-0.3EY Max	X	0.002613	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX-0.3EY Max	Y	0.002127	11	0	5.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX-0.3EY Min	X	0.002413	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	0.9D+EX-0.3EY Min	Y	0.001734	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EY Max	Y	0.006215	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EY Min	Y	0.005874	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L-EY Max	Y	0.001071	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L-EY Min	X	0.000168	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L-EY Min	Y	0.000729	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX+0.3EY Max	X	0.002613	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX+0.3EY Max	Y	0.004467	11	0	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX+0.3EY Min	X	0.002413	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX+0.3EY Min	Y	0.004073	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX-0.3EY Max	X	0.002613	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX-0.3EY Max	Y	0.002923	11	0	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX-0.3EY Min	X	0.002413	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EX-0.3EY Min	Y	0.00253	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EY+0.3EX Max	X	0.000936	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EY+0.3EX Max	Y	0.006303	11	0	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EY+0.3EX Min	X	0.000718	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	1.2D+L+EY+0.3EX Min	Y	0.005874	13	5.9	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L-EY+0.3EX Max	X	0.000936	15	11.8	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L-EY+0.3EX Max	Y	0.001158	11	0	5.7	2.5
Losa 1	1.2D+L-EY+0.3EX Min	X	0.000718	10	11.8	2.7	2.5
Losa 1	1.2D+L-EY+0.3EX Min	Y	0.000729	13	5.9	5.7	2.5

Table 5.6 - Story Forces

Story	Load Case/Combo	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Cubierta	Dead	Top	69.4248	0	-4.0365	-23.8154	294.9431	-409.6062
Cubierta	Dead	Bottom	73.9277	0	-4.0365	-23.8154	323.9465	-436.1734
Cubierta	Live	Top	52.785	0	0	0	224.3363	-311.4315
Cubierta	Live	Bottom	52.785	0	0	0	224.3362	-311.4315
Cubierta	SismoX 1	Top	0	-20.618	0	87.561	0	0
Cubierta	SismoX 1	Bottom	0	-20.618	0	87.561	0	-51.545
Cubierta	SismoX 2	Top	0	-20.618	0	92.2	0	0
Cubierta	SismoX 2	Bottom	0	-20.618	0	92.2	0	-51.545
Cubierta	SismoX 3	Top	0	-20.618	0	82.9219	0	0
Cubierta	SismoX 3	Bottom	0	-20.618	0	82.9219	0	-51.545
Cubierta	SismoY 1	Top	0	0	-20.618	-121.6463	0	0
Cubierta	SismoY 1	Bottom	0	0	-20.618	-121.6463	51.545	0

Story	Load Case/Combo	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Cubierta	SismoY 2	Top	0	0	-20.618	-128.7595	0	0
Cubierta	SismoY 2	Bottom	0	0	-20.618	-128.7595	51.545	0
Cubierta	SismoY 3	Top	0	0	-20.618	-114.5331	0	0
Cubierta	SismoY 3	Bottom	0	0	-20.618	-114.5331	51.545	0
Cubierta	SismoESPX Max	Top	0	22.1027	0	94.0322	0	0
Cubierta	SismoESPX Max	Bottom	0	22.1027	0	94.0322	0	55.2568
Cubierta	SismoESPY Max	Top	0	0	22.6746	133.7803	0	0
Cubierta	SismoESPY Max	Bottom	0	0	22.6746	133.7803	56.6866	0
Cubierta	1.2D+1.6L	Top	167.7657	0	-4.8438	-28.5784	712.8697	-989.8178
Cubierta	1.2D+1.6L	Bottom	173.1692	0	-4.8438	-28.5784	747.6739	-1021.6984
Cubierta	1.4D	Top	97.1947	0	-5.6511	-33.3415	412.9203	-573.4487
Cubierta	1.4D	Bottom	103.4988	0	-5.6511	-33.3415	453.5252	-610.6427
Cubierta	0.9D+EX Max	Top	62.4823	-20.618	-3.6329	70.7662	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D+EX Max	Bottom	66.5349	-20.618	-3.6329	70.7662	291.5519	-444.1011
Cubierta	0.9D+EX Min	Top	62.4823	-20.618	-3.6329	61.4881	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D+EX Min	Bottom	66.5349	-20.618	-3.6329	61.4881	291.5519	-444.1011
Cubierta	0.9D-EX Max	Top	62.4823	20.618	-3.6329	-104.3557	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D-EX Max	Bottom	66.5349	20.618	-3.6329	-104.3557	291.5519	-341.011
Cubierta	0.9D-EX Min	Top	62.4823	20.618	-3.6329	-113.6338	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D-EX Min	Bottom	66.5349	20.618	-3.6329	-113.6338	291.5519	-341.011
Cubierta	0.9D+EY Max	Top	62.4823	0	-24.2509	-135.9669	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D+EY Max	Bottom	66.5349	0	-24.2509	-135.9669	343.0969	-392.556
Cubierta	0.9D+EY Min	Top	62.4823	0	-24.2509	-150.1933	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D+EY Min	Bottom	66.5349	0	-24.2509	-150.1933	343.0969	-392.556
Cubierta	0.9D-EY Max	Top	62.4823	0	16.9852	107.3257	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D-EY Max	Bottom	66.5349	0	16.9852	107.3257	240.0069	-392.556
Cubierta	0.9D-EY Min	Top	62.4823	0	16.9852	93.0992	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D-EY Min	Bottom	66.5349	0	16.9852	93.0992	240.0069	-392.556
Cubierta	0.9D+EX+0.3EY Max	Top	62.4823	-20.618	-9.8183	36.4063	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D+EX+0.3EY Max	Bottom	66.5349	-20.618	-9.8183	36.4063	307.0154	-444.1011
Cubierta	0.9D+EX+0.3EY Min	Top	62.4823	-20.618	-9.8183	22.8602	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D+EX+0.3EY Min	Bottom	66.5349	-20.618	-9.8183	22.8602	307.0154	-444.1011
Cubierta	0.9D+EY+0.3EX Max	Top	62.4823	-6.1854	-24.2509	-108.3069	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D+EY+0.3EX Max	Bottom	66.5349	-6.1854	-24.2509	-108.3069	343.0969	-408.0195
Cubierta	0.9D+EY+0.3EX Min	Top	62.4823	-6.1854	-24.2509	-125.3167	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D+EY+0.3EX Min	Bottom	66.5349	-6.1854	-24.2509	-125.3167	343.0969	-408.0195
Cubierta	0.9D-EY+0.3EX Max	Top	62.4823	-6.1854	16.9852	134.9857	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D-EY+0.3EX Max	Bottom	66.5349	-6.1854	16.9852	134.9857	240.0069	-408.0195
Cubierta	0.9D-EY+0.3EX Min	Top	62.4823	-6.1854	16.9852	117.9758	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D-EY+0.3EX Min	Bottom	66.5349	-6.1854	16.9852	117.9758	240.0069	-408.0195
Cubierta	1.2D+L+EX Max	Top	136.0947	-20.618	-4.8438	63.6216	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EX Max	Bottom	141.4982	-20.618	-4.8438	63.6216	613.0721	-886.3846
Cubierta	1.2D+L+EX Min	Top	136.0947	-20.618	-4.8438	54.3435	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EX Min	Bottom	141.4982	-20.618	-4.8438	54.3435	613.0721	-886.3846
Cubierta	1.2D+L-EX Max	Top	136.0947	20.618	-4.8438	-111.5003	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L-EX Max	Bottom	141.4982	20.618	-4.8438	-111.5003	613.0721	-783.2945
Cubierta	1.2D+L-EX Min	Top	136.0947	20.618	-4.8438	-120.7784	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L-EX Min	Bottom	141.4982	20.618	-4.8438	-120.7784	613.0721	-783.2945
Cubierta	0.9D+EX-0.3EY Max	Top	62.4823	-20.618	2.5526	109.394	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D+EX-0.3EY Max	Bottom	66.5349	-20.618	2.5526	109.394	276.0884	-444.1011
Cubierta	0.9D+EX-0.3EY Min	Top	62.4823	-20.618	2.5526	95.848	265.4488	-368.6456
Cubierta	0.9D+EX-0.3EY Min	Bottom	66.5349	-20.618	2.5526	95.848	276.0884	-444.1011
Cubierta	1.2D+L+EY Max	Top	136.0947	0	-25.4618	-143.1115	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EY Max	Bottom	141.4982	0	-25.4618	-143.1115	664.6171	-834.8395
Cubierta	1.2D+L+EY Min	Top	136.0947	0	-25.4618	-157.3379	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EY Min	Bottom	141.4982	0	-25.4618	-157.3379	664.6171	-834.8395
Cubierta	1.2D+L-EY Max	Top	136.0947	0	15.7742	100.1811	578.2679	-802.9589

Story	Load Case/Combo	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Cubierta	1.2D+L-EY Max	Bottom	141.4982	0	15.7742	100.1811	561.5271	-834.8395
Cubierta	1.2D+L-EY Min	Top	136.0947	0	15.7742	85.9546	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L-EY Min	Bottom	141.4982	0	15.7742	85.9546	561.5271	-834.8395
Cubierta	1.2D+L+EX+0.3EY Max	Top	136.0947	-20.618	-11.0292	29.2617	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EX+0.3EY Max	Bottom	141.4982	-20.618	-11.0292	29.2617	628.5356	-886.3846
Cubierta	1.2D+L+EX+0.3EY Min	Top	136.0947	-20.618	-11.0292	15.7156	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EX+0.3EY Min	Bottom	141.4982	-20.618	-11.0292	15.7156	628.5356	-886.3846
Cubierta	1.2D+L+EX-0.3EY Max	Top	136.0947	-20.618	1.3416	102.2494	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EX-0.3EY Max	Bottom	141.4982	-20.618	1.3416	102.2494	597.6086	-886.3846
Cubierta	1.2D+L+EX-0.3EY Min	Top	136.0947	-20.618	1.3416	88.7034	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EX-0.3EY Min	Bottom	141.4982	-20.618	1.3416	88.7034	597.6086	-886.3846
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Max	Top	136.0947	-6.1854	-25.4618	-115.4515	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Max	Bottom	141.4982	-6.1854	-25.4618	-115.4515	664.6171	-850.303
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Min	Top	136.0947	-6.1854	-25.4618	-132.4613	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Min	Bottom	141.4982	-6.1854	-25.4618	-132.4613	664.6171	-850.303
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Max	Top	136.0947	-6.1854	15.7742	127.8411	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Max	Bottom	141.4982	-6.1854	15.7742	127.8411	561.5271	-850.303
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Min	Top	136.0947	-6.1854	15.7742	110.8312	578.2679	-802.9589
Cubierta	1.2D+L+EY+0.3EX Min	Bottom	141.4982	-6.1854	15.7742	110.8312	561.5271	-850.303
Losa 2	Dead	Top	457.9137	0	-87.7579	-517.7716	1338.1448	-2701.6906
Losa 2	Dead	Bottom	469.1709	0	-87.7579	-517.7716	1589.0599	-2768.1086
Losa 2	Live	Top	309.075	0	0	0	900.534	-1823.5425
Losa 2	Live	Bottom	309.075	0	0	0	900.534	-1823.5425
Losa 2	SismoX 1	Top	0	-95.7661	0	287.2342	0	-51.545
Losa 2	SismoX 1	Bottom	0	-95.7661	0	287.2342	0	-290.9603
Losa 2	SismoX 2	Top	0	-95.7661	0	320.6174	0	-51.545
Losa 2	SismoX 2	Bottom	0	-95.7661	0	320.6174	0	-290.9603
Losa 2	SismoX 3	Top	0	-95.7661	0	253.851	0	-51.545
Losa 2	SismoX 3	Bottom	0	-95.7661	0	253.851	0	-290.9603
Losa 2	SismoY 1	Top	0	0	-95.7661	-565.0201	51.545	0
Losa 2	SismoY 1	Bottom	0	0	-95.7661	-565.0201	290.9603	0
Losa 2	SismoY 2	Top	0	0	-95.7661	-616.4707	51.545	0
Losa 2	SismoY 2	Bottom	0	0	-95.7661	-616.4707	290.9603	0
Losa 2	SismoY 3	Top	0	0	-95.7661	-513.5695	51.545	0
Losa 2	SismoY 3	Bottom	0	0	-95.7661	-513.5695	290.9603	0
Losa 2	SismoESPX Max	Top	0	98.635	0	313.5228	0	55.2568
Losa 2	SismoESPX Max	Bottom	0	98.635	0	313.5228	0	296.4637
Losa 2	SismoESPY Max	Top	0	0	99.0439	584.3589	56.6866	0
Losa 2	SismoESPY Max	Bottom	0	0	99.0439	584.3589	297.8473	0
Losa 2	1.2D+1.6L	Top	1044.0164	0	-105.3095	-621.3259	3046.6281	-6159.6967
Losa 2	1.2D+1.6L	Bottom	1057.5251	0	-105.3095	-621.3259	3347.7263	-6239.3983
Losa 2	1.4D	Top	641.0791	0	-122.8611	-724.8803	1873.4027	-3782.3669
Losa 2	1.4D	Bottom	656.8393	0	-122.8611	-724.8803	2224.6839	-3875.352
Losa 2	0.9D+EX Max	Top	412.1223	-95.7661	-78.9821	-145.3771	1204.3303	-2483.0666
Losa 2	0.9D+EX Max	Bottom	422.2539	-95.7661	-78.9821	-145.3771	1430.1539	-2782.258
Losa 2	0.9D+EX Min	Top	412.1223	-95.7661	-78.9821	-212.1435	1204.3303	-2483.0666
Losa 2	0.9D+EX Min	Bottom	422.2539	-95.7661	-78.9821	-212.1435	1430.1539	-2782.258
Losa 2	0.9D-EX Max	Top	412.1223	95.7661	-78.9821	-719.8454	1204.3303	-2379.9765
Losa 2	0.9D-EX Max	Bottom	422.2539	95.7661	-78.9821	-719.8454	1430.1539	-2200.3374
Losa 2	0.9D-EX Min	Top	412.1223	95.7661	-78.9821	-786.6118	1204.3303	-2379.9765
Losa 2	0.9D-EX Min	Bottom	422.2539	95.7661	-78.9821	-786.6118	1430.1539	-2200.3374
Losa 2	0.9D+EY Max	Top	412.1223	0	-174.7482	-979.5639	1255.8753	-2431.5216
Losa 2	0.9D+EY Max	Bottom	422.2539	0	-174.7482	-979.5639	1721.1142	-2491.2977
Losa 2	0.9D+EY Min	Top	412.1223	0	-174.7482	-1082.4651	1255.8753	-2431.5216
Losa 2	0.9D+EY Min	Bottom	422.2539	0	-174.7482	-1082.4651	1721.1142	-2491.2977
Losa 2	0.9D-EY Max	Top	412.1223	0	16.784	150.4762	1152.7853	-2431.5216
Losa 2	0.9D-EY Max	Bottom	422.2539	0	16.784	150.4762	1139.1936	-2491.2977

Story	Load Case/Combo	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Losa 2	0.9D-EY Min	Top	412.1223	0	16.784	47.575	1152.7853	-2431.5216
Losa 2	0.9D-EY Min	Bottom	422.2539	0	16.784	47.575	1139.1936	-2491.2977
Losa 2	0.9D+EX+0.3EY Max	Top	412.1223	-95.7661	-107.7119	-299.4479	1219.7938	-2483.0666
Losa 2	0.9D+EX+0.3EY Max	Bottom	422.2539	-95.7661	-107.7119	-299.4479	1517.442	-2782.258
Losa 2	0.9D+EX+0.3EY Min	Top	412.1223	-95.7661	-107.7119	-397.0847	1219.7938	-2483.0666
Losa 2	0.9D+EX+0.3EY Min	Bottom	422.2539	-95.7661	-107.7119	-397.0847	1517.442	-2782.258
Losa 2	0.9D+EY+0.3EX Max	Top	412.1223	-28.7298	-174.7482	-883.3787	1255.8753	-2446.9851
Losa 2	0.9D+EY+0.3EX Max	Bottom	422.2539	-28.7298	-174.7482	-883.3787	1721.1142	-2578.5858
Losa 2	0.9D+EY+0.3EX Min	Top	412.1223	-28.7298	-174.7482	-1006.3098	1255.8753	-2446.9851
Losa 2	0.9D+EY+0.3EX Min	Bottom	422.2539	-28.7298	-174.7482	-1006.3098	1721.1142	-2578.5858
Losa 2	0.9D-EY+0.3EX Max	Top	412.1223	-28.7298	16.784	246.6614	1152.7853	-2446.9851
Losa 2	0.9D-EY+0.3EX Max	Bottom	422.2539	-28.7298	16.784	246.6614	1139.1936	-2578.5858
Losa 2	0.9D-EY+0.3EX Min	Top	412.1223	-28.7298	16.784	123.7303	1152.7853	-2446.9851
Losa 2	0.9D-EY+0.3EX Min	Bottom	422.2539	-28.7298	16.784	123.7303	1139.1936	-2578.5858
Losa 2	1.2D+L+EX Max	Top	858.5714	-95.7661	-105.3095	-300.7086	2506.3077	-5117.1163
Losa 2	1.2D+L+EX Max	Bottom	872.0801	-95.7661	-105.3095	-300.7086	2807.4059	-5436.2331
Losa 2	1.2D+L+EX Min	Top	858.5714	-95.7661	-105.3095	-367.475	2506.3077	-5117.1163
Losa 2	1.2D+L+EX Min	Bottom	872.0801	-95.7661	-105.3095	-367.475	2807.4059	-5436.2331
Losa 2	1.2D+L-EX Max	Top	858.5714	95.7661	-105.3095	-875.1769	2506.3077	-5014.0262
Losa 2	1.2D+L-EX Max	Bottom	872.0801	95.7661	-105.3095	-875.1769	2807.4059	-4854.3125
Losa 2	1.2D+L-EX Min	Top	858.5714	95.7661	-105.3095	-941.9433	2506.3077	-5014.0262
Losa 2	1.2D+L-EX Min	Bottom	872.0801	95.7661	-105.3095	-941.9433	2807.4059	-4854.3125
Losa 2	0.9D+EX-0.3EY Max	Top	412.1223	-95.7661	-50.2523	39.5641	1188.8668	-2483.0666
Losa 2	0.9D+EX-0.3EY Max	Bottom	422.2539	-95.7661	-50.2523	39.5641	1342.8658	-2782.258
Losa 2	0.9D+EX-0.3EY Min	Top	412.1223	-95.7661	-50.2523	-58.0726	1188.8668	-2483.0666
Losa 2	0.9D+EX-0.3EY Min	Bottom	422.2539	-95.7661	-50.2523	-58.0726	1342.8658	-2782.258
Losa 2	1.2D+L+EY Max	Top	858.5714	0	-201.0756	-1134.8954	2557.8528	-5065.5712
Losa 2	1.2D+L+EY Max	Bottom	872.0801	0	-201.0756	-1134.8954	3098.3662	-5145.2728
Losa 2	1.2D+L+EY Min	Top	858.5714	0	-201.0756	-1237.7966	2557.8528	-5065.5712
Losa 2	1.2D+L+EY Min	Bottom	872.0801	0	-201.0756	-1237.7966	3098.3662	-5145.2728
Losa 2	1.2D+L-EY Max	Top	858.5714	0	-9.5434	-4.8553	2454.7627	-5065.5712
Losa 2	1.2D+L-EY Max	Bottom	872.0801	0	-9.5434	-4.8553	2516.4456	-5145.2728
Losa 2	1.2D+L-EY Min	Top	858.5714	0	-9.5434	-107.7565	2454.7627	-5065.5712
Losa 2	1.2D+L-EY Min	Bottom	872.0801	0	-9.5434	-107.7565	2516.4456	-5145.2728
Losa 2	1.2D+L+EX+0.3EY Max	Top	858.5714	-95.7661	-134.0393	-454.7794	2521.7712	-5117.1163
Losa 2	1.2D+L+EX+0.3EY Max	Bottom	872.0801	-95.7661	-134.0393	-454.7794	2894.694	-5436.2331
Losa 2	1.2D+L+EX+0.3EY Min	Top	858.5714	-95.7661	-134.0393	-552.4162	2521.7712	-5117.1163
Losa 2	1.2D+L+EX+0.3EY Min	Bottom	872.0801	-95.7661	-134.0393	-552.4162	2894.694	-5436.2331
Losa 2	1.2D+L+EX-0.3EY Max	Top	858.5714	-95.7661	-76.5796	-115.7674	2490.8442	-5117.1163
Losa 2	1.2D+L+EX-0.3EY Max	Bottom	872.0801	-95.7661	-76.5796	-115.7674	2720.1178	-5436.2331
Losa 2	1.2D+L+EX-0.3EY Min	Top	858.5714	-95.7661	-76.5796	-213.4041	2490.8442	-5117.1163
Losa 2	1.2D+L+EX-0.3EY Min	Bottom	872.0801	-95.7661	-76.5796	-213.4041	2720.1178	-5436.2331
Losa 2	1.2D+L+EY+0.3EX Max	Top	858.5714	-28.7298	-201.0756	-1038.7102	2557.8528	-5081.0348
Losa 2	1.2D+L+EY+0.3EX Max	Bottom	872.0801	-28.7298	-201.0756	-1038.7102	3098.3662	-5232.5609
Losa 2	1.2D+L+EY+0.3EX Min	Top	858.5714	-28.7298	-201.0756	-1161.6413	2557.8528	-5081.0348
Losa 2	1.2D+L+EY+0.3EX Min	Bottom	872.0801	-28.7298	-201.0756	-1161.6413	3098.3662	-5232.5609
Losa 2	1.2D+L-EY+0.3EX Max	Top	858.5714	-28.7298	-9.5434	91.3299	2454.7627	-5081.0348
Losa 2	1.2D+L-EY+0.3EX Max	Bottom	872.0801	-28.7298	-9.5434	91.3299	2516.4456	-5232.5609
Losa 2	1.2D+L-EY+0.3EX Min	Top	858.5714	-28.7298	-9.5434	-31.6012	2454.7627	-5081.0348
Losa 2	1.2D+L-EY+0.3EX Min	Bottom	872.0801	-28.7298	-9.5434	-31.6012	2516.4456	-5232.5609
Losa 1	Dead	Top	964.2159	0	-171.4793	-1011.7279	2896.2772	-5688.8739
Losa 1	Dead	Bottom	975.4732	0	-171.4793	-1011.7279	3356.4958	-5755.2919
Losa 1	Live	Top	479.935	0	0	0	1351.3325	-2831.6165
Losa 1	Live	Bottom	479.935	0	0	0	1351.3325	-2831.6165
Losa 1	SismoX 1	Top	0	-144.3129	0	415.8232	0	-290.9603
Losa 1	SismoX 1	Bottom	0	-144.3129	0	415.8232	0	-651.7425
Losa 1	SismoX 2	Top	0	-144.3129	0	467.7755	0	-290.9603

Story	Load Case/Combo	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Losa 1	SismoX 2	Bottom	0	-144.3129	0	467.7755	0	-651.7425
Losa 1	SismoX 3	Top	0	-144.3129	0	363.8709	0	-290.9603
Losa 1	SismoX 3	Bottom	0	-144.3129	0	363.8709	0	-651.7425
Losa 1	SismoY 1	Top	0	0	-144.3129	-851.4459	290.9603	0
Losa 1	SismoY 1	Bottom	0	0	-144.3129	-851.4459	651.7425	0
Losa 1	SismoY 2	Top	0	0	-144.3129	-931.5391	290.9603	0
Losa 1	SismoY 2	Bottom	0	0	-144.3129	-931.5391	651.7425	0
Losa 1	SismoY 3	Top	0	0	-144.3129	-771.3528	290.9603	0
Losa 1	SismoY 3	Bottom	0	0	-144.3129	-771.3528	651.7425	0
Losa 1	SismoESPX Max	Top	0	147.1302	0	453.6468	0	296.4637
Losa 1	SismoESPX Max	Bottom	0	147.1302	0	453.6468	0	657.8205
Losa 1	SismoESPY Max	Top	0	0	146.5807	864.8263	297.8473	0
Losa 1	SismoESPY Max	Bottom	0	0	146.5807	864.8263	657.3958	0
Losa 1	1.2D+1.6L	Top	1924.9551	0	-205.7752	-1214.0734	5637.6646	-11357.2351
Losa 1	1.2D+1.6L	Bottom	1938.4638	0	-205.7752	-1214.0734	6189.927	-11436.9367
Losa 1	1.4D	Top	1349.9023	0	-240.071	-1416.419	4054.788	-7964.4235
Losa 1	1.4D	Bottom	1365.6625	0	-240.071	-1416.419	4699.0941	-8057.4087
Losa 1	0.9D+EX Max	Top	867.7943	-144.3129	-154.3314	-442.7795	2606.6494	-5410.9469
Losa 1	0.9D+EX Max	Bottom	877.9259	-144.3129	-154.3314	-442.7795	3020.8462	-5831.5052
Losa 1	0.9D+EX Min	Top	867.7943	-144.3129	-154.3314	-546.6842	2606.6494	-5410.9469
Losa 1	0.9D+EX Min	Bottom	877.9259	-144.3129	-154.3314	-546.6842	3020.8462	-5831.5052
Losa 1	0.9D-EX Max	Top	867.7943	144.3129	-154.3314	-1274.426	2606.6494	-4829.0262
Losa 1	0.9D-EX Max	Bottom	877.9259	144.3129	-154.3314	-1274.426	3020.8462	-4528.0202
Losa 1	0.9D-EX Min	Top	867.7943	144.3129	-154.3314	-1378.3306	2606.6494	-4829.0262
Losa 1	0.9D-EX Min	Bottom	877.9259	144.3129	-154.3314	-1378.3306	3020.8462	-4528.0202
Losa 1	0.9D+EY Max	Top	867.7943	0	-298.6442	-1681.9078	2897.6098	-5119.9865
Losa 1	0.9D+EY Max	Bottom	877.9259	0	-298.6442	-1681.9078	3672.5887	-5179.7627
Losa 1	0.9D+EY Min	Top	867.7943	0	-298.6442	-1842.0942	2897.6098	-5119.9865
Losa 1	0.9D+EY Min	Bottom	877.9259	0	-298.6442	-1842.0942	3672.5887	-5179.7627
Losa 1	0.9D-EY Max	Top	867.7943	0	-10.0185	20.984	2315.6891	-5119.9865
Losa 1	0.9D-EY Max	Bottom	877.9259	0	-10.0185	20.984	2369.1037	-5179.7627
Losa 1	0.9D-EY Min	Top	867.7943	0	-10.0185	-139.2023	2315.6891	-5119.9865
Losa 1	0.9D-EY Min	Bottom	877.9259	0	-10.0185	-139.2023	2369.1037	-5179.7627
Losa 1	0.9D+EX+0.3EY Max	Top	867.7943	-144.3129	-197.6252	-674.1854	2693.9375	-5410.9469
Losa 1	0.9D+EX+0.3EY Max	Bottom	877.9259	-144.3129	-197.6252	-674.1854	3216.369	-5831.5052
Losa 1	0.9D+EX+0.3EY Min	Top	867.7943	-144.3129	-197.6252	-826.1459	2693.9375	-5410.9469
Losa 1	0.9D+EX+0.3EY Min	Bottom	877.9259	-144.3129	-197.6252	-826.1459	3216.369	-5831.5052
Losa 1	0.9D+EY+0.3EX Max	Top	867.7943	-43.2939	-298.6442	-1541.5752	2897.6098	-5207.2746
Losa 1	0.9D+EY+0.3EX Max	Bottom	877.9259	-43.2939	-298.6442	-1541.5752	3672.5887	-5375.2855
Losa 1	0.9D+EY+0.3EX Min	Top	867.7943	-43.2939	-298.6442	-1732.9329	2897.6098	-5207.2746
Losa 1	0.9D+EY+0.3EX Min	Bottom	877.9259	-43.2939	-298.6442	-1732.9329	3672.5887	-5375.2855
Losa 1	0.9D-EY+0.3EX Max	Top	867.7943	-43.2939	-10.0185	161.3167	2315.6891	-5207.2746
Losa 1	0.9D-EY+0.3EX Max	Bottom	877.9259	-43.2939	-10.0185	161.3167	2369.1037	-5375.2855
Losa 1	0.9D-EY+0.3EX Min	Top	867.7943	-43.2939	-10.0185	-30.0411	2315.6891	-5207.2746
Losa 1	0.9D-EY+0.3EX Min	Bottom	877.9259	-43.2939	-10.0185	-30.0411	2369.1037	-5375.2855
Losa 1	1.2D+L+EX Max	Top	1636.9941	-144.3129	-205.7752	-746.2979	4826.8651	-9949.2255
Losa 1	1.2D+L+EX Max	Bottom	1650.5028	-144.3129	-205.7752	-746.2979	5379.1275	-10389.7093
Losa 1	1.2D+L+EX Min	Top	1636.9941	-144.3129	-205.7752	-850.2026	4826.8651	-9949.2255
Losa 1	1.2D+L+EX Min	Bottom	1650.5028	-144.3129	-205.7752	-850.2026	5379.1275	-10389.7093
Losa 1	1.2D+L-EX Max	Top	1636.9941	144.3129	-205.7752	-1577.9443	4826.8651	-9367.3049
Losa 1	1.2D+L-EX Max	Bottom	1650.5028	144.3129	-205.7752	-1577.9443	5379.1275	-9086.2243
Losa 1	1.2D+L-EX Min	Top	1636.9941	144.3129	-205.7752	-1681.849	4826.8651	-9367.3049
Losa 1	1.2D+L-EX Min	Bottom	1650.5028	144.3129	-205.7752	-1681.849	5379.1275	-9086.2243
Losa 1	0.9D+EX-0.3EY Max	Top	867.7943	-144.3129	-111.0375	-163.3178	2519.3613	-5410.9469
Losa 1	0.9D+EX-0.3EY Max	Bottom	877.9259	-144.3129	-111.0375	-163.3178	2825.3235	-5831.5052
Losa 1	0.9D+EX-0.3EY Min	Top	867.7943	-144.3129	-111.0375	-315.2784	2519.3613	-5410.9469
Losa 1	0.9D+EX-0.3EY Min	Bottom	877.9259	-144.3129	-111.0375	-315.2784	2825.3235	-5831.5052

Story	Load Case/Combo	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Losa 1	1.2D+L+EY Max	Top	1636.9941	0	-350.088	-1985.4262	5117.8254	-9658.2652
Losa 1	1.2D+L+EY Max	Bottom	1650.5028	0	-350.088	-1985.4262	6030.8699	-9737.9668
Losa 1	1.2D+L+EY Min	Top	1636.9941	0	-350.088	-2145.6126	5117.8254	-9658.2652
Losa 1	1.2D+L+EY Min	Bottom	1650.5028	0	-350.088	-2145.6126	6030.8699	-9737.9668
Losa 1	1.2D+L-EY Max	Top	1636.9941	0	-61.4623	-282.5343	4535.9048	-9658.2652
Losa 1	1.2D+L-EY Max	Bottom	1650.5028	0	-61.4623	-282.5343	4727.385	-9737.9668
Losa 1	1.2D+L-EY Min	Top	1636.9941	0	-61.4623	-442.7207	4535.9048	-9658.2652
Losa 1	1.2D+L-EY Min	Bottom	1650.5028	0	-61.4623	-442.7207	4727.385	-9737.9668
Losa 1	1.2D+L+EX+0.3EY Max	Top	1636.9941	-144.3129	-249.069	-977.7037	4914.1532	-9949.2255
Losa 1	1.2D+L+EX+0.3EY Max	Bottom	1650.5028	-144.3129	-249.069	-977.7037	5574.6502	-10389.7093
Losa 1	1.2D+L+EX+0.3EY Min	Top	1636.9941	-144.3129	-249.069	-1129.6643	4914.1532	-9949.2255
Losa 1	1.2D+L+EX+0.3EY Min	Bottom	1650.5028	-144.3129	-249.069	-1129.6643	5574.6502	-10389.7093
Losa 1	1.2D+L+EX-0.3EY Max	Top	1636.9941	-144.3129	-162.4813	-466.8362	4739.577	-9949.2255
Losa 1	1.2D+L+EX-0.3EY Max	Bottom	1650.5028	-144.3129	-162.4813	-466.8362	5183.6047	-10389.7093
Losa 1	1.2D+L+EX-0.3EY Min	Top	1636.9941	-144.3129	-162.4813	-618.7967	4739.577	-9949.2255
Losa 1	1.2D+L+EX-0.3EY Min	Bottom	1650.5028	-144.3129	-162.4813	-618.7967	5183.6047	-10389.7093
Losa 1	1.2D+L+EY+0.3EX Max	Top	1636.9941	-43.2939	-350.088	-1845.0935	5117.8254	-9745.5533
Losa 1	1.2D+L+EY+0.3EX Max	Bottom	1650.5028	-43.2939	-350.088	-1845.0935	6030.8699	-9933.4895
Losa 1	1.2D+L+EY+0.3EX Min	Top	1636.9941	-43.2939	-350.088	-2036.4513	5117.8254	-9745.5533
Losa 1	1.2D+L+EY+0.3EX Min	Bottom	1650.5028	-43.2939	-350.088	-2036.4513	6030.8699	-9933.4895
Losa 1	1.2D+L-EY+0.3EX Max	Top	1636.9941	-43.2939	-61.4623	-142.2017	4535.9048	-9745.5533
Losa 1	1.2D+L-EY+0.3EX Max	Bottom	1650.5028	-43.2939	-61.4623	-142.2017	4727.385	-9933.4895
Losa 1	1.2D+L-EY+0.3EX Min	Top	1636.9941	-43.2939	-61.4623	-333.5594	4535.9048	-9745.5533
Losa 1	1.2D+L-EY+0.3EX Min	Bottom	1650.5028	-43.2939	-61.4623	-333.5594	4727.385	-9933.4895

5.3 Modal Results

Table 5.7 - Modal Periods and Frequencies

Case	Mode	Period sec	Frequenc y cyc/sec	Circular Frequenc y rad/sec	Eigenvalu e rad ² /sec ²
Modal	1	0.532	1.881	11.8209	139.7344
Modal	2	0.51	1.96	12.314	151.6334
Modal	3	0.432	2.316	14.5516	211.7494
Modal	4	0.199	5.035	31.6364	1000.8635
Modal	5	0.189	5.298	33.2909	1108.2843
Modal	6	0.168	5.94	37.3234	1393.0397
Modal	7	0.137	7.297	45.8509	2102.3077
Modal	8	0.136	7.342	46.1327	2128.2277
Modal	9	0.123	8.127	51.0647	2607.602

Table 5.8 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.532	0	0.8526	0	0	0.8526	0
Modal	2	0.51	0.8538	0	0	0.8538	0.8526	0
Modal	3	0.432	0.0097	0	0	0.8635	0.8526	0
Modal	4	0.199	0	0.0951	0	0.8635	0.9478	0
Modal	5	0.189	0.0893	0	0	0.9528	0.9478	0
Modal	6	0.168	0.0002	0	0	0.953	0.9478	0
Modal	7	0.137	0.0416	0	0	0.9946	0.9478	0
Modal	8	0.136	0	0.0522	0	0.9946	1	0
Modal	9	0.123	0.0054	0	0	1	1	0

Table 5.8 - Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2)

Case	Mode	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.1552	0	0	0.1552	0	0
Modal	2	0	0.1487	0.008	0.1552	0.1487	0.008
Modal	3	0	0.0039	0.8601	0.1552	0.1526	0.8681
Modal	4	0.6493	0	0	0.8045	0.1526	0.8681
Modal	5	0	0.6713	0.0047	0.8045	0.8239	0.8729
Modal	6	0	0.001	0.0506	0.8045	0.8249	0.9235
Modal	7	0	0.1604	0.0172	0.8045	0.9852	0.9407
Modal	8	0.1955	0	0	1	0.9852	0.9407
Modal	9	0	0.0148	0.0593	1	1	1

Table 5.9 - Modal Load Participation Ratios

Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Table 5.10 - Modal Direction Factors

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0.532	0	1	0	0
Modal	2	0.51	0.994	0	0	0.006
Modal	3	0.432	0.033	0	0	0.967
Modal	4	0.199	0	1	0	0
Modal	5	0.189	0.974	0	0	0.026
Modal	6	0.168	0.002	0	0	0.998
Modal	7	0.137	0.828	0	0	0.172
Modal	8	0.136	0	1	0	0
Modal	9	0.123	0.168	0	0	0.832