

UNIVERSIDAD CENTRAL
VICERRECTORÍA ACADÉMICA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Análisis comparativo entre un edificio de 20 niveles construido en concreto versus un edificio construido en acero, desde el punto de vista presupuestario y tiempo de ejecución

**MODALIDAD DE TESIS PARA OPTAR POR EL GRADO DE LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL
CON ÉNFASIS EN CONSTRUCCIÓN**

**ELABORADO POR:
DENNIS VILA RIVERA**

**TUTOR:
ING. FRANCIA V. RAMÍREZ**

SEDE CENTRAL SAN JOSÉ

AGOSTO 2024

Tabla de Contenido

Índice de diagramas	III
Índice de tablas	IV
Índice de ilustraciones	V
Dedicatoria	VI
Agradecimiento	VII
Resumen ejecutivo	VIII
Capítulo I	1
Planteamiento del problema	1
Pregunta.....	2
Objetivos	2
Objetivo general	2
Objetivos específicos.....	2
Justificación.....	3
Antecedentes	4
Antecedentes nacionales.....	4
Antecedentes internacionales	5
Proyecciones, alcances y limitaciones	8
Capítulo II.....	10
Marco teórico	10
Combinaciones de carga última.....	21
Análisis de cargas.....	21
Análisis y definición de cargas permanentes.....	21
Análisis de cargas por sismo	29
Definición del espectro sísmico.....	30
Datos para el modelado.....	30
Análisis de cargas por viento.....	30
Diseño de estructura metálica	36
Elementos propuestos para el modelado	36

Cargas por viento aplicadas	40
Revisión por cortante.....	42
Diseño de columnas metálicas por carga axial o compresión pura	43
Análisis de las derivas	46
Verificación de las columnas por flexo-compresión	49
Conexiones - placas de asiento.....	53
Otras conexiones.....	55
Fundaciones.....	59
Diseño de la estructura de concreto reforzado	65
Diseño de vigas de carga en concreto.....	65
Revisión para rótulas plásticas	68
Columnas de concreto vertido en sitio	71
Diseño por confinamiento	73
Revisión por cortante para columnas de concreto.....	75
Diagrama de interacción para diseño en flexo-compresión.....	76
Verificación del análisis de las derivas.....	90
Estimación de las fundaciones	92
Presupuesto.....	93
Consideraciones de la mano de obra	93
Presupuesto estructura metálica.....	94
Entrepiso de Metaldeck	99
Presupuesto de la estructura en concreto.....	101
Resumen del presupuesto	118
Estimación de tiempos según proveedores de servicios de ejecución.....	119
Capítulo III.....	125
Marco metodológico	125
• Enfoque de la investigación	125
• Método de la investigación	125
• Fuentes de información.....	125

• Variables o unidades de análisis	125
• Instrumentos	125
• Proceso para la recolección y análisis de datos	125
Capítulo IV	132
Análisis de información	132
Capítulo V	140
Conclusiones	140
Recomendaciones	145
Referencias	147
Anexos	150

Índice de diagramas

DIAGRAMA 1, PUNTO 3 PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	77
DIAGRAMA 2, PUNTO 4 PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	79
DIAGRAMA 3, PUNTO 5 PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	82
DIAGRAMA 4, SEXTO PUNTO PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	84
DIAGRAMA 5, SÉPTIMO PUNTO PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	87
DIAGRAMA 6, DE INTERACCIÓN (DE ELABORACIÓN PROPIA)	89
DIAGRAMA 7, DE INTERACCIÓN (ELABORADO CON PUNTOS DE ETABS)	90
DIAGRAMA 8, COMPARATIVO DE COSTO SISTEMA APERNADO-CONCRETO REFORZADO	117
DIAGRAMA 9, COMPARATIVO DE COSTO SISTEMA SOLDADO EN SITIO-CONCRETO REFORZADO	118
DIAGRAMA 10, ESTIMACIÓN DE TIEMPOS PARA LA ESTRUCTURA HECHA EN ACERO	120
DIAGRAMA 11, ESTIMACIÓN DE TIEMPO PARA LA ESTRUCTURA HECHA EN CONCRETO REFORZADO	122
DIAGRAMA 12, COMPARATIVO DE COSTO POR SUBCONTRATOS	138
DIAGRAMA 13, COMPARATIVO DE COSTO POR MATERIALES	138

Índice de tablas

TABLA 1, DESCRIPCIÓN BÁSICA DEL PROYECTO.....	18
TABLA 2, COMBINACIONES DE CARGA (SISMO Y VIENTO)	21
TABLA 3, SOBRECARGAS PARA ENTREPISOS	21
TABLA 4, TOMADA DE MANUAL DE PC 8.2.....	22
TABLA 5, TOMADA DE CATÁLOGO DE ACESCO G40	23
TABLA 6, TOMADA DE CATÁLOGO DE ACESCO GR40 (ACESCO, 2023).....	24
TABLA 7, COMBINACIONES DE CARGA GENERADAS PARA EL MODELO EN ETABS.....	30
TABLA 8, APLICACIÓN DEL ANÁLISIS POR CARGAS DE VIENTO	33
TABLA 9, RESULTADOS DEL ANÁLISIS POR CARGAS DE VIENTO	34
TABLA 10, CARGAS DE VIENTO FINALES EN TON/M ²	34
TABLA 11, CARGAS DE VIENTO APLICADAS POR EJES SEGÚN SU ÁREA TRIBUTARIA	35
TABLA 12, CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL W 14X22.....	41
TABLA 13, CÁLCULO DE ELEMENTOS POR COMPRESIÓN PURA	46
TABLA 14, CÁLCULO DE DERIVAS POR SISMO, ESTRUCTURA METÁLICA	48
TABLA 15, CÁLCULO DE DERIVAS POR VIENTO, ESTRUCTURA METÁLICA	48
TABLA 16, CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL W	50
TABLA 17, CARGAS GENERADAS EN EL MODELO.....	60
TABLA 18, APLICACIÓN DE LOS CÁLCULOS PARA VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADO	68
TABLA 19, CARGAS GENERADAS EN EL MODELO.....	72
TABLA 20, PUNTO 3 PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	79
TABLA 21, PUNTO 4 PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	81
TABLA 22, PUNTO 5 PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	84
TABLA 23, PUNTO 6 PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	86
TABLA 24, PUNTO 7 PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	89
TABLA 25, CÁLCULO DE DERIVAS POR SISMO, ESTRUCTURA EN CONCRETO.....	91
TABLA 26, CÁLCULO DE DERIVAS POR VIENTO, ESTRUCTURA EN CONCRETO	92
TABLA 27, ESTIMACIÓN DE COSTOS DE ESTRUCTURA METÁLICA A JUNIO DE 2024.....	99
TABLA 28, ESTIMACIÓN DE COSTO DE MATERIALES DE ENTREPISO METALDECK	100
TABLA 29, PRESUPUESTO FINAL DE ESTRUCTURA METÁLICA	100
TABLA 30, ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN DE COLUMNAS EN CONCRETO	103
TABLA 31, ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN DE VIGAS DE CONCRETO	104

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

TABLA 32, ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN DE ENTREPISOS DE CONCRETO	104
TABLA 33, PRECIOS ESTIMADOS DEL CONCRETO PREMEZCLADO A JUNIO DE 2024	105
TABLA 34, ÁREA SUPERFICIAL DE VIGAS PARA ALQUILER DE ENCOFRADOS	106
TABLA 35, ÁREA SUPERFICIAL DE COLUMNAS PARA ALQUILER DE ENCOFRADOS	107
TABLA 36, CANTIDADES CALCULADAS DE ACERO DE REFUERZO PARA VIGAS DE HORMIGÓN	110
TABLA 37, CANTIDADES CALCULADAS DE ACERO DE REFUERZO PARA COLUMNAS DE HORMIGÓN	111
TABLA 38 RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO DE REFUERZO	111
TABLA 39 PRESUPUESTO FINAL PARA LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN REFORZADO	117
TABLA 40, RESUMEN COMPARATIVO FINAL DE COSTOS Y OPCIONES	118

Índice de ilustraciones

ILUSTRACIÓN 1, DISEÑO ARQUITECTÓNICO ESCOGIDO (ELABORACIÓN PROPIA)	19
ILUSTRACIÓN 2, PLANTA DE VIGAS DE CARGA (DISEÑO DE ELABORACIÓN PROPIA).....	20
ILUSTRACIÓN 3, MODELO EN ETABS (ELABORACIÓN PROPIA).....	28
ILUSTRACIÓN 4, EJEMPLO DE CARGAS TON/M ² APLICADAS EN EL MODELO.....	29
ILUSTRACIÓN 5, CASOS CONSIDERADOS POR CARGAS DE VIENTO, (LVCR, 2023) F4-1	33
ILUSTRACIÓN 6, EJEMPLO DEL ORIGEN DE LOS DATOS DE CARGA Y MOMENTO EMPLEADOS PARA LOS CÁLCULOS	36
ILUSTRACIÓN 7, TABLA 3-10 TOMADA DEL MANUAL DE RECOMENDACIONES DE DISEÑO DEL AISC.....	39
ILUSTRACIÓN 8, CARGAS DE VIENTO APLICADAS SOBRE EL MODELO EN ETABS.....	40
ILUSTRACIÓN 9, EJEMPLO DE DATOS ENTREGADOS POR EL MODELO	43
ILUSTRACIÓN 10, DIAGRAMA DE COLUMNA CORTA Y COLUMNA LARGA	44
ILUSTRACIÓN 11, EJEMPLO DE DATOS POR REACCIÓN Y TORSIÓN ENTREGADOS POR EL MODELO	44
ILUSTRACIÓN 12, VISTA DE DIAFRAGMA APLICADO EN EL MODELO	46
ILUSTRACIÓN 13, COMPONENTES DE PLACA DE ASIENTO, TOMADA DEL CURSO (DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO).....	55
ILUSTRACIÓN 14, ESFUERZOS DE CORTANTE TOMADOS DEL MODELO EN ETABS.....	70
ILUSTRACIÓN 15, EJEMPLO DE PUNTO PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	76
ILUSTRACIÓN 16, ESTIMACIÓN DE TIEMPOS DE EJECUCIÓN EN PROJECT ESTRUCTURA DE ACERO	120
ILUSTRACIÓN 17, ESTIMACIÓN DE TIEMPOS DE EJECUCIÓN EN PROJECT PARA ESTRUCTURA DE CONCRETO	123

Dedicatoria

A Dios todopoderoso, creador de los cielos y de la tierra que me permite aprender de su ciencia.

Agradecimiento

Al Señor Jesucristo por la mejor amiga Yorleny María Salazar M., el mayor apoyo y razón por la que se puede alcanzar este resultado.

Resumen ejecutivo

Se tiene como principal interés la definición objetiva de los beneficios e inconvenientes que se pueden generar debido a la tipología de estructura seleccionada entre concreto reforzado y acero per se para realizar un determinado tipo de construcción, esto con el fin de dar una amplia perspectiva ante el panorama social y económico derivado de todo proyecto, en beneficio de pocos o de todos, dirigido a aquellos que no conocen con detalle los pormenores del tema, pero que finalmente son los que toman la decisión, “el cliente” para el profesional de la construcción.

Se realiza el diseño con enfoque exclusivamente en el sistema estructural aporticado para una edificación de 20 niveles, basado en el estimado de una distribución arquitectónica acorde con la normativa costarricense, aplicando el respectivo análisis y definición de cargas mayoradas por sismo y por viento según los códigos locales (CSCR, 2010), (LVCR, 2023).

Por medio de entrevistas con profesionales de la ingeniería estructural se revisan procedimientos y se consideran algunas de las implicaciones que generan costos o varían los rendimientos de tiempo en su aplicación, elaborando así un presupuesto para cada una de las tipologías aplicadas y finalmente estimar las diferencias que ayudan a la toma de decisiones. También se mencionan diferentes aspectos acerca de la tradición constructiva en Costa Rica y se visualizan espacios que van definiendo la ruta por donde se prevé el desarrollo estructural a futuro en el país.

Se encuentra de forma poco definida dentro de muchas opiniones casi personales, la cantidad de razones por las que un sistema puede o no representarse por el valor agregado que se quiere promocionar según las capacidades y calidades de cada profesional, con lo anterior sintetizar de forma objetiva, considerando a todos los involucrados dentro del propósito social y económico que debe ser la industria de la construcción, también para la realidad nacional de Costa Rica.

Palabras clave: Altura, tipología, factibilidad, estandarización

Definiciones tomadas del diccionario de la Real Academia Española

Altura: “*distancia vertical de un cuerpo a la superficie de la tierra o a cualquier otra superficie tomada como referencia*”.

- Edificios de altura, según CoStar Group, son los edificios con longitudes entre 35 y 100 metros; por usanza en el medio de la construcción se consideran altos cuando superan los 75 pies o 23 metros.

Tipología: “*estudio y clasificación de tipos que se practica en diversas ciencias*”.

- Según la Alcaldía de Managua, la tipología nos refiere propiamente al sistema que se esté implementando por sus características arquitectónicas y funcionalidad.

Factibilidad: “*cualidad o condición de factible*”.

- La factibilidad de un proyecto de construcción es conocer de facto la disponibilidad y costo de los recursos necesarios para llevar a cabo los objetivos y alcanzar con éxito las metas señaladas.

Estandarización: “*acción y efecto de estandarizar, normalizar o tipificar*”.

- Por el Ministerio de Educación de Perú, debe entenderse por estandarización, al proceso de racionalización consistente en ajustar a un determinado tipo o modelo los bienes o servicios a contratar, en atención a los equipamientos preexistentes.

Capítulo I

Planteamiento del problema

No existe en Costa Rica una estandarización de conveniencia por concepto estructural entre acero o concreto reforzado según las dimensiones del proyecto de construcción para un edificio de altura. Las virtudes físicas y mecánicas del concreto reforzado como material de construcción, marcan un continuo desarrollo y utilización durante las últimas décadas, lo que acumula un aporte considerable de ingenio y a su vez, una gran industria en cuanto equipos y herramientas, tanto para la fabricación de una armadura, como la elaboración y aplicación del concreto, esto, en contraparte con el relegado sistema de acero estructural, que igualmente ofrece una gama de propiedades, virtudes y solicitudes que requieren una diferente especialización; el contexto sísmico de Costa Rica hace imprescindible contar con capacidad para el análisis y diseño estructural aplicando todo parámetro de la normativa vigente, objetivo que se puede alcanzar considerando también como opción las estructuras de acero, ejemplo según Tapas et al. (2019) :

“Shanghai World Financial Center (Shanghai, China) de 494.3m, Emirates Tower One (Dubái, UAE) de 354.6m, Bay-Adelaide Centre (Toronto, Canada) de 214.7m, 150 North Riverside (Chicago, USA) de 221m, Lakhta Center (St. Petersburg, Russia) de 462m, DoubleTree by Hilton (Istanbul, Turkey) de 110m, D2 Tower (Paris, France) de 171m.”

Lo anterior invita a cuestionar por qué en otros lugares se hace, mientras que el general de las edificaciones de altura en Costa Rica se realiza con el sistema tradicional, debido a tradición, especialización, facilismo, desinterés, motivación, corrupción, etc., se considera si el medio causante es la desinformación o lo subjetivo de esta, falta precisión en un tema que afecta el

medio ambiente, la economía y calidad de vida. Se debe descubrir cuál es la verdadera causa que promueve o que limita el desarrollo nacional en ese sentido. ¿Por qué limitar las opciones?

Pregunta

¿Con cuál opción de estructura se tiene un mayor nivel de factibilidad para construir en Costa Rica un edificio de 20 niveles, la de acero per se, o la de concreto reforzado?

Objetivos

Objetivo general

Comparar las implicaciones, costos y procesos, como parámetros iniciales de factibilidad, para la elaboración del sistema estructural para un edificio de 20 niveles entre concreto reforzado y en acero per se.

Objetivos específicos

- a) Comprobar si se tiene disponibilidad de las tipologías constructivas en Costa Rica, por medio de consultas y visitas al lugar de los proveedores y construcciones, esto, para conocer las implicaciones directas de implementación para cada sistema.
- b) Estimar el diseño pertinente a cada una de las tipologías en estudio, aplicando los métodos académicos de diseño, estudiados a lo largo de los años de carrera en la Universidad Central, para obtener la información comparativa y objetiva de costos para las dos opciones de estructura.
- c) Conocer lo que implica el desarrollo de cada tipología en el lugar de construcción consultando especialistas, así estimar los tiempos en el proceso pertinente a cada tipo de estructura.
- d) Concluir académicamente cuál es el nivel de factibilidad para este caso específico de un sistema con respecto del otro según sus variables para una edificación de 20 niveles, revisando los resultados obtenidos en el proceso de este estudio, contando con información en el nivel nacional y de ser procedente generar una recomendación objetiva.

Justificación

Desde una perspectiva práctica y social, se tiene según Campos Gómez I. (2022) que en la Encuesta Nacional de Hogares ENAHO (2021), se establece un déficit de 168,895 unidades habitacionales en Costa Rica para todas las características, lo que requiere la investigación de posibles opciones inclinadas a ofrecer o al menos facilitar una solución a determinados aspectos del problema. El crecimiento horizontal de las ciudades alrededor del mundo se ha limitado, razón por la que ahora se procura este de manera vertical en los lugares de mayor crecimiento y sin opción de extenderse o en pro de maximizar la calidad de vida; no así en Costa Rica, en donde las opciones siguen siendo pocas considerando la demanda, lo que no permite mejores precios (Canales, 2018). Sugiere Montero D. Víctor E. (2021) *“No es una moda, es una tendencia urbana que trae muchos beneficios para el mundo; Costa Rica debería dejar los esquemas atrás y abrirse a nuevas posibilidades; la tendencia urbana está sufriendo un cambio con los Slim Buildings”*. Retomando el punto de vista científico-teórico estudiado, se aprende que teniendo la información apropiada se pueden realizar los modelos matemáticos de los sistemas estructurales según el material escogido aplicando ingeniería de valor comprobable, mientras que la limitante a cumplir es ser consistente con la seguridad para la vida, confianza estructural y finalmente la expectativa del cliente (Curso de Introducción a la Ingeniería). Actualmente en Costa Rica, se emplea acero estructural en la construcción de naves industriales, también en edificios universitarios de altura moderada como lo es la nueva casa de la Universidad Central, no así, en la construcción de edificaciones residenciales y aún menos en altura a pesar de sus características. Los inversionistas y usuarios finales demandan costos y

tiempos de ejecución más convenientes, los cuales no aparecen con claridad entre la información disponible, la que se enfoca en el demérito de los sistemas ofrecidos por la contraparte.

Antecedentes

Antecedentes nacionales

a. (Holcim, 2023) Promueve en su información “Estrictos controles y estándares de calidad que posibilitan el uso rutinario de materiales de alto desempeño, tales como concretos de alta resistencia (CAR) de hasta $f'c = 700 \text{ kg/cm}^2$ para la reducción de las secciones o incremento de la rigidez y concretos autocompactantes (CAC) para mejora de los procesos de aplicación, fluidez en espacios reducidos, altura y acabados, etc.”

“Uso rutinario del concreto pre esforzado para una solución económica de problemas difíciles de resolver con concreto reforzado: vigas de grandes luces, grandes voladizos, reducción de secciones, control de agrietamiento y control de rigidez”. (párrafos 5-6).

Acompañado de información práctica para el diseño de elementos estructurales de hormigón reforzado en sus posibles aplicaciones, como pretensado, postensado o fundido en el lugar.

b. (Frankie, 2023) Se presenta como fundador de una “empresa constructora que brinda servicios en varios segmentos del mercado de obra civil”; menciona que tiene la *“capacidad técnica para ejecutar obras complejas, implementando tecnologías innovadoras y brindando un valor agregado a sus clientes, colaboradores y comunidad”*. Dentro de los recursos investigados hasta el momento se tiene esta como la única empresa en Costa Rica de la que no se tienen mayores referencias, que ofrece servicios para los dos sistemas estructurales en estudio.

c. (Tapas & Antony, 2019) como director ejecutivo de ArcelorMittal a nivel mundial, presenta los numerosos proyectos de edificios de altura alrededor del mundo en los que ha tenido participación la empresa del sector metalúrgico, con sus productos estructurales de acero.

Paradójicamente en Costa Rica se tienen datos solamente de edificaciones con altura moderada y la misma empresa promoviendo como especialidad servicios de cortado y doblado en el área de aceros de refuerzo para concreto, pretensado y postensado. (ArcelorMittal CR, 2022)

d. (Aráuz & K., 2020) Se conoce esta empresa dedicada a la creación y construcción de estructuras metálicas de pequeña a gran escala que requieren de un servicio especializado, tiene referencias de importantes proyectos, pero ninguno de ellos en altura, con la experiencia y capacidad que demuestra la empresa se podría considerar como una opción, pero hasta ahora por alguna razón no han tenido participación en el mercado de estructuras esbeltas de gran longitud.

Antecedentes internacionales

a. (Tong San Guzmán, 2014), en su tesis: *“Factibilidad del uso de estructuras metálicas en el diseño de viviendas multifamiliares”*, para la Universidad Ricardo Palma. Su objetivo fue demostrar la factibilidad del uso de estructuras metálicas en edificios multifamiliares. En su tesis propone también dos diseños de un mismo edificio multifamiliar, uno en concreto y otro en acero, de los que obtiene costos y cronogramas respectivos. Analiza que el diseño en acero requiere de una mayor precisión y de mucho más detalle que en el diseño en concreto. Menciona que “la poca experiencia en la construcción de estructuras metálicas y el desfase en las normas peruanas hacen que el acero quede relegado para el diseño de galpones o naves industriales”. *“Sin embargo, se deben de promover incentivos para el uso de sistemas más confiables en lo que respecta a ductilidad y rapidez en construcción”*. La tesista concluye que tanto en concreto como en acero presentan ventajas y desventajas, que no significa que un material descarte al otro, sino que ambos materiales se presentan como opción en la construcción.

b. (Sodevilla C & Saldaña G, 2017), con su tesis: *“Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más*

rentable en la construcción de viviendas multifamiliares”, para la Universidad San Martín de Porras. Realizaron la investigación con el objetivo de corroborar si la ejecución de un edificio con acero estructural para vivienda multifamiliar presenta similitud o mayor nivel de factibilidad que hacerlo en concreto armado. Lo definen como trabajo descriptivo no experimental; mediante el diseño de una edificación para ambos sistemas estructurales acero y hormigón, de los que obtienen el comportamiento sísmico, presupuesto y programación de la obra. El diseño de las estructuras se realizó siguiendo las normas y metodologías aplicables al entorno del estudio (AISC) y (LRFD), buscando optimizar los diseños, se procesan los datos obtenidos con el uso de Etabs 2016, software de diseño y análisis estructural para edificios. Concluyendo el diseño, proceden con el presupuesto y programación para la ejecución, obteniendo así costos y tiempos para ambos sistemas. Los expositores concluyen que, finalmente se demuestra la rentabilidad del uso de estructuras de acero como una alternativa en la construcción, para su investigación en particular el diseño con estructuras metálicas resulta ser el más rentable para ser utilizado en la construcción de viviendas multifamiliares.

c. (Alvear & Ruales, 2014) con su tesis: *“Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural, y mixtos”*, para la Pontificia Universidad Católica de Ecuador. Realizan la comparación de tres estructuras de 12 niveles, utilizando los sistemas de acero, concreto reforzado y el último de manera combinado. Su proceso de diseño elegido dice es el de pórticos especiales resistentes a momento. Que partió de un diseño de fuerzas laterales equivalentes e incluye el análisis estático no lineal utilizando el software Etabs. Presentan la normativa aplicada en el diseño de las secciones de hormigón ACI-318 y para las secciones de

acero la norma AISC 360 – 341, el diseño por el método de fuerzas equivalentes con la norma NEC11, igualmente para los requisitos de diseño sísmico. El diseño por desempeño fue realizado por la norma FEMA 273 y así también el requisito de seguridad básico. Los resultados muestran que la estructura de hormigón no cumple con el nivel de seguridad requerido por la norma FEMA 273, debido en parte al sistema estructural elegido y su relación geométrica. Las estructuras de acero y mixta cumplieron con holgura el nivel de seguridad básico, convirtiendo al acero estructural en el más recomendable para construcciones de pórticos especiales resistentes a momento. Pero concluyen que el análisis económico demuestra que el edificio de hormigón es el más económico y que tomando el precio de este edificio como base, los costos de su elaboración con estructura de acero representaría aproximadamente un 30% más y un 34% adicional para la estructura de tipo mixta.

d. (Cedeño et al., 2016) en su tesis *Análisis comparativos entre las estructuras de hormigón armado y acero estructural (aporticadas y cubiertas)* para la Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña, se limitan de forma básica a la realización del presupuesto de la estructura sin considerar otros componentes en la construcción de un edificio multifamiliar, un polideportivo y un hospital. Omite también los cálculos de uniones entre elementos estructurales y limitan su investigación a los resultados obtenidos de manera asistida por computador con el uso de software como Etabs y Safe. Los tesisistas concluyen de manera particular por medio de un análisis iterativo para la relación de costos y la carga que recibe el elemento entre la capacidad de soporte, que las estructuras consideradas en su contexto local, los dos sistemas se pueden considerar económicos si se aprovechan las virtudes de cada material, por ejemplo, para la estructura de hormigón conviene trabajar con luces cortas y cargas de medianas a grandes,

contrario a la metálica. Y la estructura de acero dependerá también de que se maximicen sus tiempos de ejecución, lo que podría representar hasta un 20% de los costos globales.

Proyecciones, alcances y limitaciones

1. La presente tesis responde a un tipo de investigación cuantitativo, de nivel descriptivo y diseño transversal, académico no experimental.
2. El periodo considerado será 2000-2024 por el desarrollo en altura que ha presentado Costa Rica dentro de este lapso de tiempo.
3. Para los temas de normativa se limitará al uso de (CSCR, 2010), (LVCR, 2023), (AISC, 2022), (ACI 318, 2019), (INVU, 2018) y (CCCR, 2008), no así con un plan regulador municipal o normativa INTECO por no contar con acceso a esta.
4. El diseño de la edificación se definirá como trabajo de alcance académico para considerar como variable solamente lo concerniente a las diferencias cuantitativas en el sistema estructural.
5. No se realizarán cálculos de los elementos que pueden resultar comunes a las tipologías constructivas para este estudio, incluyendo componentes estructurales de escaleras o ascensores, tampoco acabados, cerramientos, división de ambientes ni elementos electromecánicos.
6. Los cálculos de diseño y desarrollo en general serán aplicados dentro de los parámetros dictados en el programa de estudios y aplica investigación académica, no enfocando este trabajo en el diseño por no ser su propósito y porque no lo permite el tiempo límite de entrega.
7. Los cálculos serán dirigidos a los elementos de la estructura principal para el presupuesto final, el diseño específico del detallado o estructura secundaria no se incluye por limitación de tiempo para la investigación, el desarrollo y por no ser el objeto de este trabajo.

8. Según el enfoque de este trabajo, el detallado si se incluirá idealmente en los presupuestos como se presenta de forma comercial según las consultas con los especialistas.
9. La cimentación se considera con características ideales y se menciona en el presupuesto con algunas consideraciones de diseño no específicas por no contar con los recursos necesarios de estudios geotécnicos y la extensión de tiempo necesaria para un tema de tal complejidad.
10. La simulación para obtener los desplazamientos dinámicos se realizará por medio del software Etabs y se aplica (CSCR, 2010) 7.7.3
11. La información de cargas, reacciones, cortantes y momentos serán tomadas de la simulación aplicando las correspondientes combinaciones de los códigos como análisis estructural para su aplicación en los procesos de cálculo.
12. Los cálculos presentados no necesariamente definen el elemento que se modelará, pero serán optimizados por medio de iteraciones con el uso de Mathcad y/o Excel, se muestran los resultados solamente para los términos de las conclusiones y el presupuesto final.
13. Por limitación de tiempo para la investigación y realización de este trabajo, los elementos de concreto se calcularán según el procedimiento de fundido en el lugar, omitiendo otros sistemas, como de elementos pretensados y postensados o de muros por cortante.
14. Teniendo un diseño, el presupuesto se enfocará sobre las tipologías aplicadas al sistema estructural y las implicaciones directas, así definir de manera neutral cuál de las tipologías presenta un mayor nivel de factibilidad según sus implicaciones en el contexto nacional.
15. Conocer las causas por las que en Costa Rica no se considera el uso alternativo de los sistemas estructurales en altura y si corresponde, generar una recomendación.
16. Por tratarse de un trabajo de nivel teórico no se presentará una ubicación específica.

Capítulo II

Marco teórico

¿Hormigón armado o acero? Información objetiva

El diseño estructural de un edificio de altura como en este caso de 20 niveles, es una tarea altamente especializada para la disciplina estructural de la ingeniería civil, así también el uso o comprobación por medio de uno o más software de diseño estructural y el cumplimiento de las normativas locales de construcción aplicables específicamente a cada proyecto, considerando también ejemplos y la experiencia de otros profesionales.

El proceso de diseño estructural implica una serie de consideraciones técnicas, incluyendo primeramente las condiciones topográficas y propiedades mecánicas del terreno, pero también las cargas estáticas, cargas dinámicas como: cargas de empuje, cargas ambientales, cargas de impacto, cargas cíclicas, resistencia sísmica, distribución de fuerzas y otros factores importantes como las cualidades y limitaciones de los materiales, que serán en todos los casos evaluados y comprobados por el profesional en ingeniería civil, el software y los laboratorios de materiales.

La elección entre una estructura de acero o una de concreto para un edificio de altura depende de varios factores y cada material cuenta con sus propias virtudes y limitaciones.

A continuación algunas diferencias clave que se deberán considerar para tomar la decisión más apropiada en cuanto al material para construir la estructura de un proyecto.

- Los factores son cuatro principalmente: materiales, fabricación, transporte y montaje.

Como material el concreto está compuesto de elementos fácilmente accesibles y es relativamente barato, generalmente el hormigón armado es fabricado en el lugar, lo que se convierte en desventaja para las grandes secciones de acero, sobre todo cuando superan las dimensiones

estándar de un transporte regular. La construcción en concreto debe ser secuencial y cada elemento de diseño requiere un tiempo mínimo para secado y curado o elevar costos incluyendo en este el uso de aditivos. Se tiene por otro lado la opción de los elementos pretensados, lo que supone una logística diferente. El costo del tiempo en cuanto a planillas, alquileres, servicios, viáticos, impuestos y otros es indiscutiblemente dinero, por lo tanto el material con el que más rápidamente se puedan realizar las construcciones ofrecerá una significativa ventaja sobre las opciones más lentas. (Curso de Materiales de Construcción)

En la preparación del terreno, los edificios de hormigón tienden a requerir de cimentaciones de mayor volumen por la naturaleza más pesada de la construcción debido al volumen de los elementos y una menor eficiencia en cuanto a la distribución de cargas.

La proporción de cimentación para un edificio de hormigón puede variar dependiendo de varios factores, como la altura del edificio, el tipo de suelo en el que se construye, el diseño estructural específico, entre otros y puede ser del orden de un 20% a un 30% o más del área total de la estructura dependiendo siempre de los factores del diseño, porque *“si el área a cimentar representa más del 25% del área total de la estructura, se puede considerar una losa de cimentación”*. Pinto (2012), esto, en relación con la estructura de acero que es hasta un 60% más ligera debido al volumen de material necesario para cubrir una misma necesidad; adicional, se requerirá para el tipo de proyecto, de un hormigón superior a 350 f'c, más denso, que puede superar los 3200 kg/m³ según el uso de agregados específicos, llegando inclusive hasta los 4000 kg/m³, superando así su densidad estándar de entre 2200 kg/m³ y 2400 kg/m³, alcanzando de esta forma la mitad aproximada de la densidad media del acero que es entre 7850 kg/m³ y 8050 kg/m³.

El acero disfruta de una relación fuerza-peso superior, ofrece mayor capacidad y resistencia que en un mismo volumen de concreto, pero su logística es de carácter más especializado al igual que la mano de obra, lo que se compensa generalmente con la cantidad de personal requerido. Con el acero se puede prefabricar la construcción mientras se construyen las fundaciones en el terreno, por lo que, demolición, nivelación y preparación del terreno puede estar todo en progreso, mientras el edificio de acero es fabricado en el taller; con el lugar listo y el anclaje debidamente ubicado el proyecto de acero se puede ensamblar en una tercera parte o menos, del tiempo que requiere un proyecto en hormigón armado. (Curso de Administración de la Construcción).

La proporción de la cimentación para un edificio de acero puede variar por los mismos factores mencionados anteriormente. Los edificios de acero tienden a requerir cimentaciones más ligeras en comparación con los edificios de hormigón debido a la naturaleza más liviana de los elementos y su capacidad para distribuir cargas de manera más eficiente. (Cursos de Cimentaciones, Geotecnia y Procedimientos de Construcción).

“En términos generales, los edificios de acero suelen tener una proporción de cimentación de alrededor del 10 al 20% del área total de la estructura. Si el área a cimentar representa menos del 25% del área total de la estructura, se suelen utilizar zapatas o vigas de cimentación. Esto puede variar dependiendo de la ubicación y los requisitos específicos del proyecto”. Pinto (2012). Es importante destacar que las cifras aproximadas varían significativamente según el diseño estructural específico y las capacidades mecánicas del suelo.

- Flexibilidad arquitectónica. El uso de estructuras de acero permite disponer de la construcción como elementos modulares, por lo que simplifica realizar modificaciones de ser necesario y remodelaciones si se quiere.

El acero permite diseños más flexibles debido a su capacidad de soportar grandes luces y cargas, lo que puede llevar a diseños de edificios más abiertos y amplios con menor requerimiento de altura entre losas; el concreto puede ser menos flexible en términos de diseño debido a la necesidad de mayor área o cantidad de columnas y vigas con un peralte antiestético. Sin embargo el concreto tiene la ventaja de adoptar formas mucho más caprichosas y estéticas. En este punto el acero aventaja en practicidad y el concreto en vistosidad. (Curso de Diseño Estructural).

- Resistencia y seguridad. El concreto de forma natural tiene la propiedad de resistencia al fuego, es más voluminoso y pesado, razón por la que resiste muy bien los vientos, sin embargo, esto lo hace más vulnerable ante los movimientos sísmicos por sus limitaciones con los esfuerzos cortantes y de tracción. El acero es menos resistente a las altas temperaturas, condición que se puede mejorar mediante la aplicación de materiales ignífugos como por ejemplo pintura intumescente, que retrasa el efecto del fuego sobre el metal inclusive por horas en caso de ser necesario; como desventaja refiere los altos precios, el transporte, manipulación y la fabricación de dicho material; por otra parte ofrece mejor resistencia ante las cargas sísmicas, absorbiendo la energía del movimiento y fallando paulatinamente, dando tiempo para una eventual evacuación, una forma mucho más segura que el hormigón, el cual presenta la falla de manera repentina debido a su muy escasa ductilidad. (Curso de Concreto Reforzado).

- Sostenibilidad. En las edificaciones de concreto, cuando es necesario demoler muros y reconstruir o porque se desea realizar alguna remodelación, el escombros resultante de esto generalmente no es reutilizable; por otra parte la producción de cemento, componente clave del concreto, puede generar una gran cantidad de emisiones de dióxido de carbono, aunque las técnicas de construcción más modernas intentan reducir su impacto ambiental. Sin embargo este

sí es procesado en Costa Rica, pero conlleva a la destrucción de paisajes convertidos en “tajos”.

El acero por su parte es reciclable aproximadamente en un 100% y se puede reutilizar repetidamente sin restarle propiedades físico-mecánicas al material después de ser sometido a los procesos necesarios; además, en proporción resistiría más de 6 veces lo que resiste una misma sección transversal en hormigón armado y hasta 8 veces más los esfuerzos en cortante y tracción, lo que por simple lógica generara mucho menos demanda logística, como cantidad de residuos y disposición final. El principal inconveniente ambiental del acero es que no se produce en Costa Rica y aun su reciclaje se exporta (Curso de Ingeniería Ambiental y Desechos Sólidos).

- Acerca del presupuesto. La elaboración de un presupuesto específicamente estructural para un edificio de 20 niveles es una tarea que requiere de planificación detallada y la consideración de numerosos factores como: diseño estructural, materiales de estructura vertical, estructura horizontal, refuerzos y elementos de seguridad; mano de obra, cargas sociales, pólizas, maquinaria y equipo, cimentación, control de calidad, costos de tramitología, gastos generales y utilidades, contingencias, impuestos y costos de financiamiento, entre otros. (Curso de Presupuesto de la Empresa).

- Consideraciones de diseño. El diseño estructural de un edificio afecta el diseño arquitectónico en la medida en que varía la necesidad de área de soporte estructural, la que será definida por el tipo de material a usar; el proceso de diseño arquitectónico determina la distribución, independientemente del material de construcción de la estructura. Los ambientes se dividen de manera similar en las edificaciones con todo tipo de materiales, pero una eventual remodelación si puede verse limitada al diseño original según la tipología de estructura escogida inicialmente, como con la estructura de hormigón armado diseñada para muros de cortante.

Las paredes interiores pueden elaborarse con diversidad de materiales según la necesidad y presupuesto, como paneles de yeso, carpintería de madera o aluminio, mampostería, concreto u otros materiales de construcción adecuados al proyecto. La elección del material de las paredes interiores suele basarse en consideraciones más estéticas y funcionales que no estructurales, razón por la que no se contemplarán dentro de este presupuesto, excepto que el diseño contemple muros portantes o muros de cortante. (Curso de Diseño Estructural).

La distribución funcional de los ambientes se realiza de acuerdo con el propósito final de manera lógica y eficiente dentro del alcance académico posible. El presente trabajo académico se elabora con la prevista teórica de una distribución multifamiliar.

Sistema aporticado

Ventajas según InforCivil, (2023):

- Permite una mayor libertad arquitectónica, ya que se pueden diseñar plantas con diferentes formas y tamaños, sin estar condicionados por los muros de carga.
- Facilita la distribución de instalaciones, al dejar espacios libres entre las columnas y las vigas para el paso de tuberías, cables, conductos, etc.
- Reduce el peso propio de la estructura, al emplear elementos más esbeltos y ligeros que los marcos de concreto o los muros de carga.
- Aumenta la resistencia sísmica, al tener una mayor capacidad de deformación y absorción de energía frente a los movimientos del terreno.
- Mejora el comportamiento térmico y acústico, al permitir el uso de materiales aislantes entre los elementos estructurales y los cerramientos.

Desventajas del sistema aporticado según InforCivil, (2023):

- Requiere una mayor precisión en el cálculo y el diseño de la estructura al tener que considerar todos los efectos que pueden afectar a su estabilidad y seguridad.
- Implica un mayor costo económico al necesitar mayor calidad de materiales, así como mano de obra especializada y equipos de montaje.
- Dificulta la modificación o ampliación de la edificación al estar limitados por la disposición y el dimensionamiento de las columnas y las vigas.
- Genera una mayor complejidad constructiva al tener que coordinar las diferentes fases y procesos que intervienen en la ejecución de la estructura.

“No es posible fijar un límite general para el número de pisos que es económicamente conveniente estructurar con marcos. En zonas poco expuestas a sismos o huracanes este límite se encuentra en poco más de 20 pisos. En zonas de alto riesgo sísmico es probablemente menor de 10 pisos” (Godínez Díaz, 2010).

Resulta necesario definir el método para rigidizar el sistema aporticado, con el fin de comprobar si se requiere de cálculos diferenciados entre un sistema y el otro. En los edificios de altura media-baja es relativamente sencillo disponer de muros que cumplen esta condición, ya sea en el tejido interior de la planta o en el cerramiento, también una forma más eficiente puede ser aprovechando el núcleo que encierra ductos de servicios como de escaleras, elevadores e instalaciones electromecánicas. Otro punto a considerar es que la distribución de la carga de estos muros sea simétrica para evitar que se genere torsión en respuesta ante cargas laterales.

Sistema de muros de carga

“Los muros de carga de mampostería han constituido el sistema estructural clásico para edificios de varios niveles. La limitación de este sistema en cuanto a resistencia obliga a una alta densidad de muros con espesores considerables. Por ello la estructuración es aceptable solo cuando el uso de la construcción implica la subdivisión del espacio en áreas menores, como en edificios de vivienda. En la actualidad la construcción a base de muros de carga de mampostería se emplea usualmente para edificios hasta cerca de cinco pisos, aunque existen ejemplos de construcciones de 15 o más pisos con muros de mampostería de piezas de alta resistencia y con altas cantidades de refuerzo”. “El material más apropiado para la estructuración con muros de carga es el concreto por su versatilidad arquitectónica, sea en la modalidad de concreto colado en el lugar o en la de paneles prefabricados, es muy popular en diferentes países. La mayor limitación de esta solución a base de muros de carga es la falta de flexibilidad en el uso del espacio interior de la construcción. La distribución de áreas no puede modificarse en el tiempo, debido a que los muros tienen función estructural y la distribución de estos no puede alterarse de un piso a otro. Desde el punto de vista estructural las ventajas básicas son, como se mencionó en temas anteriores, la transmisión de cargas verticales por fuerzas esencialmente axiales y la gran rigidez ante cargas laterales que se logra por la alta densidad de muros en ambas direcciones” (Godínez Díaz, 2010).

Para generar información inicial y aproximar el concepto del diseño estructural con principios básicos de ingeniería, cálculos y recomendaciones teóricas, se procede a sugerir el diseño específico por áreas y el análisis general con la aplicación de cargas mínimas indicadas en el CSCR, (2010), comprobando también por medio de software especializado Etabs en este caso;

también se verifica que las condiciones del diseño cumplen con reglamento de construcción (INVU, 2018). Para la experiencia específica en ingeniería y diseño estructural se estimará según consulta verbal a distintos profesionales, con el fin de garantizar que el proyecto considerado cumple con toda la regulación y normativas de construcción aplicables en el nivel académico pertinente a este trabajo, resultando así seguro y confiable para su ocupación y propósito final.

Con la premisa teórica en la que como ingeniero civil se acepta un contrato para realizar el diseño estructural de una edificación de 20 niveles, se presenta la planta arquitectónica con la que se hará el análisis de la necesidad estructural, con ella la definición de las cargas y su correspondiente distribución para el diseño de vigas, columnas y cimentaciones. Esta en general, cumple con los requerimientos del código de construcción acerca de las áreas mínimas para habitación o vivienda, también los espacios públicos con el propósito de realizar evacuaciones en un tiempo adecuado y ajustándose a la normativa de la Ley 7600 en cuanto a condiciones de accesos, ascensores, espacios comunes de circulación y los mínimos estándares estimados por el cuerpo de bomberos, todo esto también modelado con el sistema de Etabs.

Proyecto	Edificio residencial de 20 niveles
Propósito	Multifamiliar
Huella constructiva	373m ²
Cantidad de niveles	20
Altura entre pisos	2.88m
Número de viviendas por nivel	4 unds
Características	Fosa para escalera y 2 ascensores
Otras características	Ductos de basura y electromecánico

Tabla 1, descripción básica del proyecto

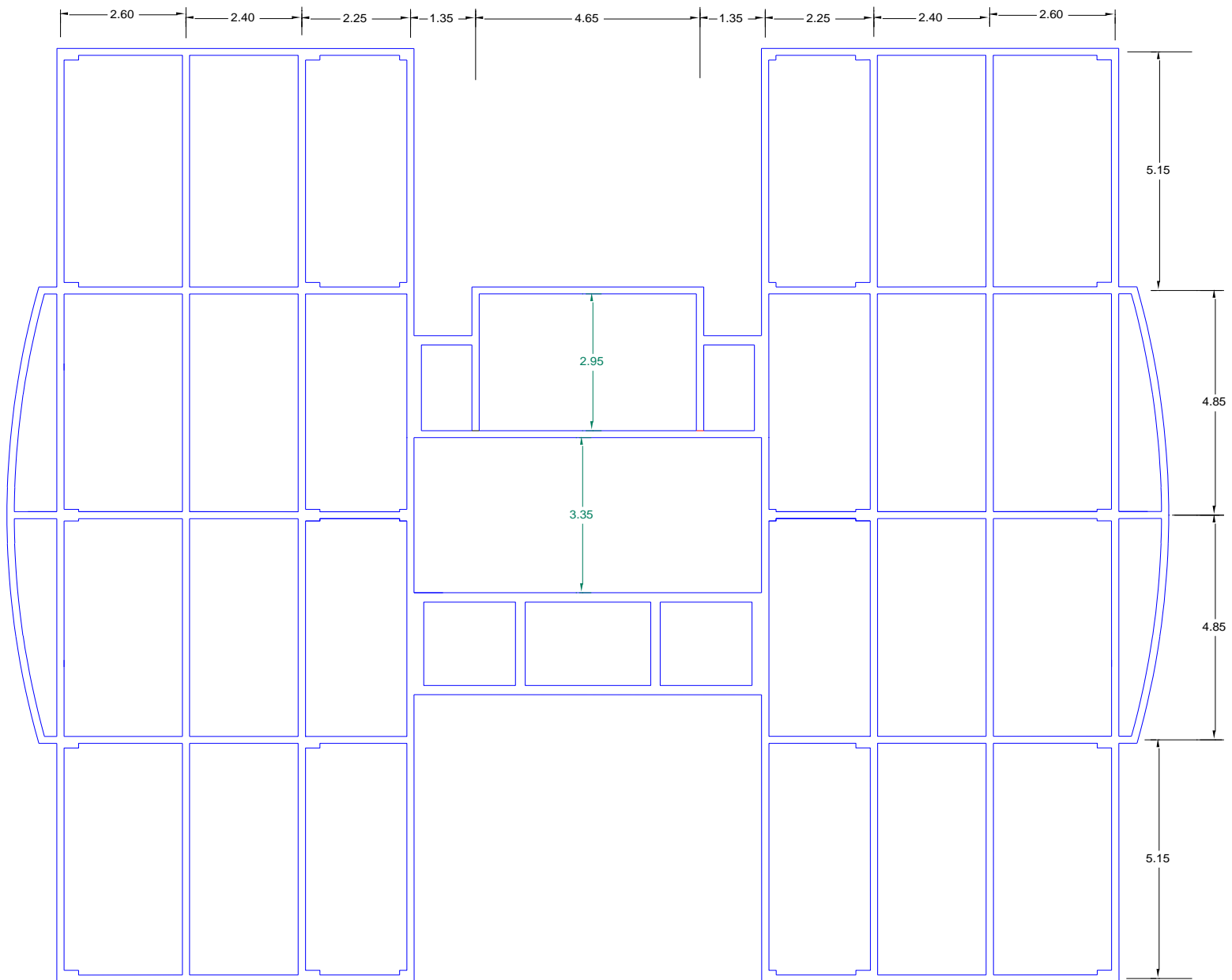


Ilustración 2, planta de vigas de carga (diseño de elaboración propia)

Se aísla el sistema para visualizar el enmallado principal escogido para la estructura de soporte horizontal y adquirir los datos necesarios de las luces más críticas, conocer también las áreas tributarias para los elementos viga de carga y así sus condiciones de diseño.

Combinaciones de carga última

Se presentan el conjunto de combinaciones por sismo, pero también los requerimientos por viento aplicados para mayorizar las cargas de diseño

Combinaciones de carga	$R_d = \phi R_n \geq R_r$	Resistencia de diseño
CU = 1.4 CP	$R_r = 1.2(CP) + 1.6(CT_t) + (f_1 CT_{red} \text{ o } 0.5CV)$	Resistencia requerida
CU = 1.2 CP + 1.6 f _R CT + 1.6 CE	$R_r = 1.2(CP) + f_1 CT_{red} \pm CV + 0.5(CT_t)$	
CU = 1.05 CP + f ₁ f _R CT ± CS + CE	$R_r = 0.9 CP \pm CV$	
CU = 0.95 CP ± CS + CE	$R_r = CP + 0.5 CT \pm CV_s$	Carga de servicio

Tabla 2, combinaciones de carga (sismo y viento)

Análisis de cargas

Análisis y definición de cargas permanentes

El primer paso como análisis para el diseño, será el cálculo de las cargas generadas por los entresijos, para el sistema de viguetas o enmallado secundario se aplicará el criterio de simplemente apoyadas para un diseño simple por gravedad; definir las áreas tributarias, para lo cual se requiere de una primera estimación de la distribución del sistema de vigas de carga o enmallado primario y así conocer también la modulación apropiada del sistema de viguetas según la aplicación para cada uno de los sistemas en cuestión; inicialmente se estimará la sobrecarga de diseño, esto, definirá los elementos a seleccionar en los sistemas escogidos, los que para este trabajo serán de “Metaldeck” en el sistema estructural de acero y de “Vigueta PC con entre bloques y sobre losa colada” en el sistema estructural de concreto reforzado.

Estimado de cargas para la sección del entresijo	
Cerámica	40 kgf/m ²
Cerramientos livianos	50 kgf/m ²
Electromecánico	35 kgf/m ²
Cielos	25 kgf/m ²
Carga temporal residencial	200 kgf/m ²
CT pasajes de libre acceso al público	400 kgf/m ²
Sobrecarga 1	350 kgf/m²
Sobrecarga 2	550 kgf/m²

Tabla 3, sobrecargas para entresijos

Para definir las sobrecargas diferenciadas para las áreas de departamentos residenciales y el área libre de acceso común, se aplica el criterio con valores de carga de diseño estimadas por experiencia propia, información comercial del rendimiento de los materiales y opinión de expertos consultados en el campo de la construcción, también las cargas temporales indicadas en (CSCR, 2010), estas incluyen los valores por carga de: cerámica y morteros, cerramientos livianos, elementos electromecánicos, cielorrasos, carga temporal residencial y en donde corresponde carga temporal para pasajes de libre acceso público. Cap. 6.

Tabla 8.2 Entrepisos de vigueta		
Tipo de vigueta	VIG 15 O	
Peso de las viguetas	49 kg/m ²	
Peso del concreto*	126 kg/m ²	
Peso de los bloques	124 kg/m ²	
Fuerza de pretensión	7280 kgf	7280 kgf
Sobrecarga** CM _{adic} + CV (kg/m ²)	CLARO (m) sin apuntalamiento	CLARO (m) con apuntalamiento
200	5.18	6.00
250	5.07	6.00
300	4.95	5.83
350	4.83	5.60
400	4.73	5.39
450	4.63	5.21
500	4.54	5.04
550	4.45	4.89

Tabla 4, tomada de manual de PC 8.2

Según la tabla 8.2 de manual de PC (Delgado Martínez et al., 2018), el sistema ofrece como opción para las sobrecargas calculadas la “viga pretensada 15 O”, la cual cumple ampliamente con el requerimiento de luces críticas observadas en la ilustración 2, la de área de uso común 335 cm y la de uso residencial con 245 cm; el sistema nos informa el peso propio de $299 \text{ kgf}/\text{m}^2$ como dato adicional para el siguiente paso, que será el cálculo de la carga permanente para nuestros entrepisos en el sistema estructural de concreto:

$$CP = C_{entrepiso} + C_{cerámica} + C_{electromecánicos} + C_{livianos} + C_{cielos}$$

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

$$CP = 299 \text{ kgf}/\text{m}^2 + 40 \text{ kgf}/\text{m}^2 + 35 \text{ kgf}/\text{m}^2 + 50 \text{ kgf}/\text{m}^2 + 25 \text{ kgf}/\text{m}^2$$

$$CP = 449 \text{ kgf}/\text{m}^2$$

Ahora para los cálculos del entrecimso con el sistema Metaldeck, se escoge primeramente el de dos pulgadas como conveniente, esto, según la necesidad para una edificación que será para uso residencial exclusivamente y así evitar cargas permanentes innecesarias.

TABLA DE DISEÑO SECCIÓN COMPUESTA METALDECK 2 - GRADO 40						
Luces entre apoyos (m)	Espesores de la losa (mm)					
	100	110	120	130	140	150
Carga total sobrepuesta (kgf/m ²)						
2.0	1006	1118	1209	1280	1331	1362
2.1	958	1065	1151	1219	1268	1297
2.2	815	1016	1099	1164	1210	1238
2.3	875	972	1051	1113	1157	1184
2.4	838	932	1008	1067	1109	1135
2.5	805	894	967	1024	1065	1090
2.6	765	860	930	985	1024	1048
2.7	696	817	896	948	986	1009
2.8	634	746	822	914	951	973
2.9	579	681	788	883	918	939
3.0	529	623	722	824	887	908
3.1		571	661	755	852	879
3.2		523	606	693	782	851
3.3		479	557	637	719	803
3.4			511	585	661	739
3.5			469	538	608	671
3.6			431	495	552	599
3.7				450	493	533
3.8				430	480	514
3.9				395	446	497
4.0					400	442
Medidas	LUZ MÁXIMA SIN APOYO TEMPORAL					
"L" (m)	2.01	1.92	1.84	1.77	1.71	1.66
Medidas	LUZ MÁXIMA POR VIBRACIONES					
"L" (m)	3.00	3.30	3.60	3.70	3.85	4.00
Medidas	CANTIDADES TEÓRICAS DE CONCRETO					
m ³ /m ²	0.072	0.082	0.092	0.102	0.112	0.122

Tabla 5, tomada de catálogo de Acesco g40

Para iniciar se toma la información estandarizada de los manuales de Acesco (ACESCO, 2023) para verificar que efectivamente cumple con la demanda de servicio a la que será sometido cada uno de los entrecimso, definiendo el peso propio de la sección escogida la que por definición de luces según el sistema se refiere a la separación entre viguetas, teniendo entonces a simple vista distancias a cubrir de 2.4 m y de 2.6 m, inclusive se puede considerar de 2 m para evitar el apuntalamiento, para las que se puede seleccionar la losa de 100 mm con capacidad de cargas

sobreimpuestas de $838 \text{ kgf}/\text{m}^2$ y $765 \text{ kgf}/\text{m}^2$ inclusive $1006 \text{ kgf}/\text{m}^2$ respectivamente y cumpliendo ampliamente con las demandas calculadas inicialmente.

Especificaciones Técnicas Metaldeck

Metaldeck 2"						
Calibre [Espesor]	22 [0.75 mm]	20 [0.90 mm]	18 [1.20 mm]	16 [1.60 mm]		
Peso [kg/m]	7.31	8.74	11.33	14.3		
Peso [kg/m ²]	7.77	9.30	12.05	15.21		
Consumo Teórico de Concreto						
Espesor total de la losa h [mm]	100	110	120	130	140	150
Consumo de concreto teórico (m ³ /m ²)	0.072	0.082	0.092	0.102	0.112	0.122

Tabla 6, tomada de catálogo de Acesco gr40 (ACESCO, 2023)

Ahora, se tiene que el peso medio del concreto es de $2400 \text{ kg}/\text{m}^3$ por el volumen teórico de instalación, más el peso de la lámina seleccionada entonces se calcula el valor del peso propio y con el conjunto de datos la carga permanente:

$$PP = C_{entremetal} = 2400 \text{ kg}/\text{m}^3 * 0.072 \text{ m}^3 + 7.77 \text{ kg}/\text{m}^2 = 180.57 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$CP = C_{entremetal} + C_{cerámica} + C_{electromecánicos} + C_{livianos} + C_{cielos}$$

$$CP = 180.57 \text{ kgf}/\text{m}^2 + 40 \text{ kgf}/\text{m}^2 + 35 \text{ kgf}/\text{m}^2 + 50 \text{ kgf}/\text{m}^2 + 25 \text{ kgf}/\text{m}^2$$

$$CP = 330.57 \text{ kgf}/\text{m}^2$$

Diseño de viguetas metálicas para área de acceso público

En el caso del sistema Metaldeck a diferencia del sistema PC resulta necesario el cálculo de la sección transversal de las viguetas porque este no viene estandarizado por sus propiedades, ya que gran parte del soporte de cargas es realizado por la lámina que conforma el sistema, dejando así a criterio del profesional la continuidad necesaria de viguetas según la necesidad a cubrir, pero dentro de un estándar de distancias máximas dadas por el fabricante. Como primera opción se propondrán viguetas ASTM A992 grado 50 @2 m.

Con los datos de $CT_{resid.} = 200 \text{ kgf/m}^2$ y $CT_{pasill} = 400 \text{ kgf/m}^2$ $l_1 = 2.6 \text{ m}$ y $l_2 = 3.35 \text{ m}$

Se procede al cálculo de momentos últimos para las viguetas con la premisa de que se diseñan

por gravedad como simplemente apoyadas, en donde $M_u = Wl^2/8$ y el uso de la ecuación 6.2

del (CSCR, 2010) para mayorización de las cargas. $C_u = 1.2CP + 1.6CT$

$$C_{U_{residencial}} = 1.2 * 330.57 \text{ kgf/m}^2 + 1.6 * 200 \text{ kgf/m}^2 = 716.684 \text{ kgf/m}^2$$

$$C_{U_{pasillos}} = 1.2 * 330.57 \text{ kgf/m}^2 + 1.6 * 400 \text{ kgf/m}^2 = 1036.684 \text{ kgf/m}^2$$

Para el momento último se tiene la longitud, pero también el ancho tributario para el valor lineal:

$$M_{U_{residencial}} = \frac{C_{U_{residencial}} * 2m * l_1^2}{8}$$

$$M_{U_{residencial}} = \frac{716.684 \text{ kgf/m}^2 * 2m * (2.6m)^2}{8} = 1.335 \text{ tonf/m}$$

$$M_{U_{pasillos}} = \frac{C_{U_{pasillos}} * 2m * l_2^2}{8}$$

$$M_{U_{pasillos}} = \frac{1036.684 \text{ kgf/m}^2 * 2m * (3.35m)^2}{8} = 3.206 \text{ tonf/m}$$

Según el inciso F1 de (AISC, 2022)

$$\phi M_n = \phi F_y * Z_x$$

Se tiene que para flexión el valor de $\phi = 0.9$, el F_y será de 50 ksi y $E = 29000 \text{ ksi}$

Entonces como se debe cumplir que:

$$M_u < \phi M_n$$

Lo que es igual a:

$$M_u < \phi F_y * Z_x$$

Se obtiene finalmente un valor conocido del módulo plástico Z_x :

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi F_y}$$

$$Z_{x1} \geq \frac{1.335 \text{ tonf/m}}{0.9 * 50 \text{ ksi}} = 2.336 \text{ in}^3$$

$$Z_{x2} \geq \frac{3.206 \text{ tonf/m}}{0.9 * 50 \text{ ksi}} = 5.61 \text{ in}^3$$

Con la información obtenida se realiza la búsqueda de opciones en el manual de (AISC, 2022) para proponer la sección escogida para las viguetas de pasillo.

Si se analizan los datos de la sección $W 5 * 16$ en el manual responde a un módulo plástico de 9.63 y con este dato se procede a revisar el momento nominal de la sección:

$$\phi M_n = \phi * f_y * Z_x = 5.504 \text{ tonf/m}$$

Inicialmente cumple con un amplio margen, pero se debe garantizar que la sección sea no esbelta, compacta y se cumpla solo este estado límite, lo que se revisa con (AISC, 2022) B4-1b

Revisión por pandeo local:

Siguiendo con los datos tomados de especificaciones técnicas de AISC:

$$\lambda_{alas} = \frac{bf}{2(tf)} = \frac{5}{2(0.36)} = 6.94$$

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{t_w} = 15.4$$

se deberá cumplir con los estados límite indicados en los casos 10 y 15 de la tabla:

$$\lambda_{alas} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.152 = \text{Compacta, no esbelta}$$

$$\lambda_{alma} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.553 = \text{Compacta, no esbelta}$$

Como resultado se tiene que para las viguetas del entepiso de pasajes de libre acceso al público se colocan perfiles w5x16 grado 50 @2 m de forma nominal.

Diseño de viguetas metálicas para módulos de vivienda.

Retomando se tiene que $C_{U_{residencial}} = 716.684 \text{ kgf}/\text{m}^2$ y $Z_{x1} = 2.336 \text{ in}^3$

Se propone una sección HSS de 4*2*1/4 y para la verificación de su estado límite se toman los datos de las especificaciones técnicas del AISC, se revisa por el caso 19, donde:

$$Z_{x1} = 2.94 \text{ in}^3$$

$$t = 0.233 \text{ in}$$

$$h = 4 \text{ in} - 2 * t = 3.534 \text{ in}$$

$$h/t = 15.167$$

En donde su estado límite está dado por: $2.42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 58.281$

Indicando que es compacta y no esbelta. Finalmente comparando su momento nominal, se verifica solamente el estado límite de fluencia por ser compacta y presenta un 26% más de resistencia al momento demandado.

$$1.335 \text{ tonf}/\text{m} < \phi M_n = \phi * f_y * Z_x = 1.68 \text{ tonf}/\text{m}$$

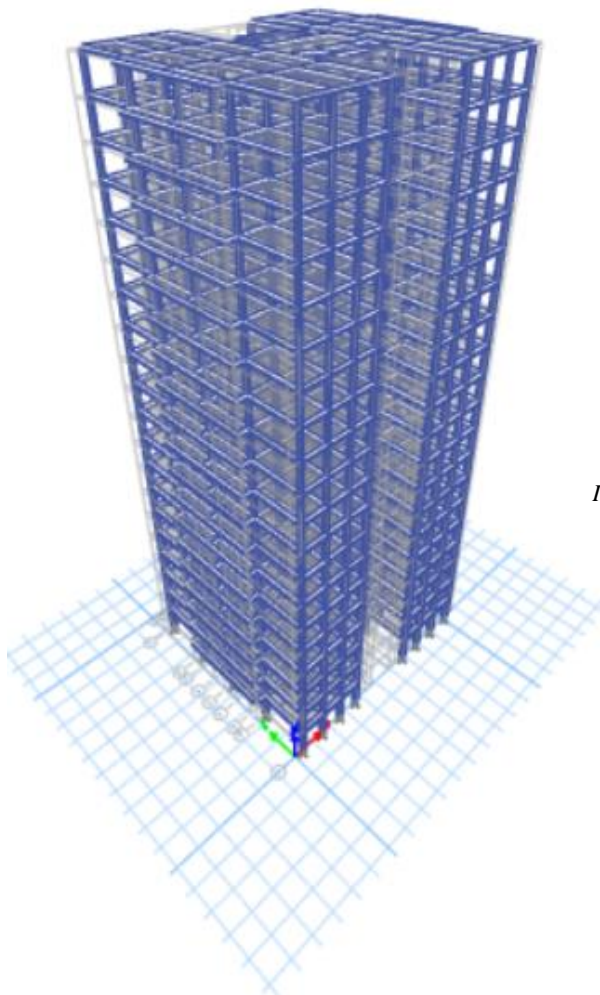
Ahora, estimando que en el área de acceso público se usarán tres viguetas y en lo que se puede calcular el área total de 24.12 m², deja así un aproximado de 2.4 m² de área tributaria por metro lineal de vigueta y por el peso nominal de los elementos W 5*16, se obtiene la carga del sistema.

$$P_n(w5 * 16) = \frac{3.28084ft}{1m} * \frac{16lb}{1ft} * \frac{1kg}{2.20462lb} = 23.81 \text{ kg/m}$$

$$23.81 \text{ kg/m} / 2.4m^2 = 9.92 \text{ kg/m}$$

Finalmente se tienen los datos para la carga permanente del sistema Metaldeck, contra 449 kgf/m^2 del sistema PC.

$$CP = 330.57 \text{ kgf/m}^2 + 9.92 \text{ kgf/m} = 340.49 \text{ kgf/m}^2$$



*Ilustración 3, modelo en Etabs
(elaboración propia)*

Análisis de cargas por sismo

El método de diseño escogido es el de “Diseño por Factores de Reducción de Resistencia” o LRFD como se conoce y utiliza en la actualidad; así omitir la metodología basada en factores de seguridad conocida como ASD y otras como “Diseño por Rotura o por Esfuerzos Permisibles”.

Para la aplicación en el modelado de la carga o fuerza sísmica por nodos, se recoge la sumatoria de los valores de las reacciones verticales por gravedad de la carga permanente y de la carga temporal, según (CSCR, 2010) cap. 6, para edificio se calcula el 0.15 de la carga temporal y se suma con un 100% de la carga permanente, teniendo así el valor de la fuerza sísmica el que se distribuye entre niveles según el porcentaje de afectación y a su vez se distribuye entre la cantidad de nodos por cada nivel. Se aplica en ambos sentidos, ortogonalmente, en una acción el 100% en un sentido más el 0.30 en el contrario, en la segunda acción de manera opuesta y no se permite el uso de los factores de reducción de carga para el caso de la carga sísmica.

En este caso se procederá a aplicar la misma convención de reglas, pero sobre la cantidad de área de los entrepisos en general, inicialmente la carga permanente para el sistema Metaldeck.

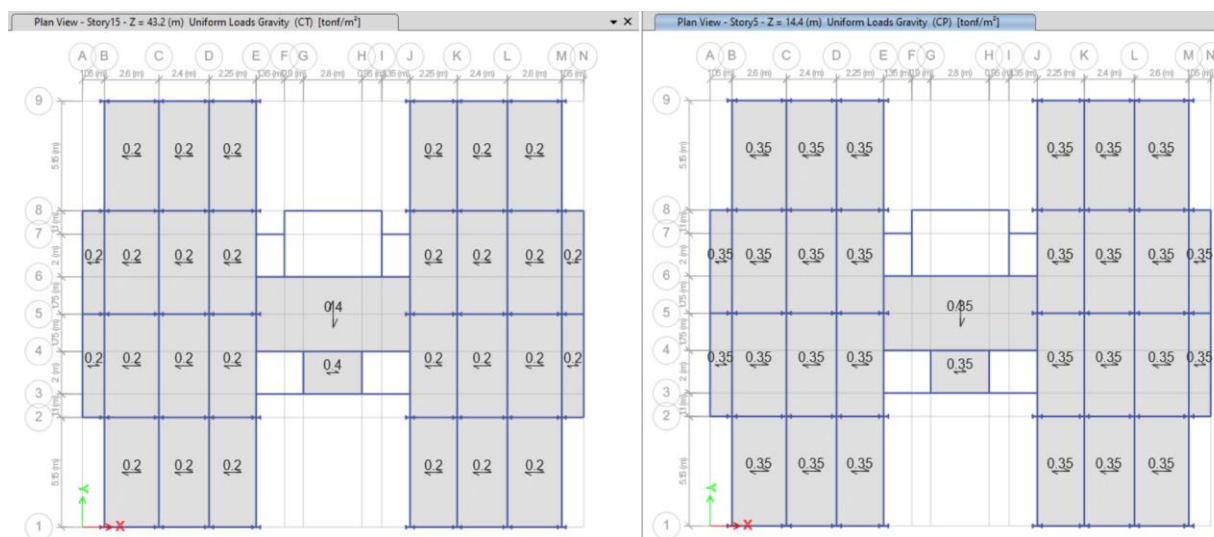


Ilustración 4, ejemplo de cargas ton/m² aplicadas en el modelo

Definición del espectro sísmico

Por análisis dinámico simplificado para la aplicación del modelado se escoge de forma teórica el Gran Área Metropolitana por contar con características generales en cuanto a este apartado y porque el tipo de proyecto atañe más frecuentemente a esta zona del país. Tomando los parámetros del (CSCR, 2010) se cataloga esta como zona sísmica de tipo III, el tipo de suelo II para distanciarlo un poco de las condiciones ideales, y considerando que es una edificación de ductilidad moderada y regular en planta se asigna un valor de μ_3 tomado de la tabla 4.3, el factor de sobre resistencia es 2.0 para edificaciones tipo marco tomado del cap,5 relativo a la definición del coeficiente sísmico, también muestra este cap. que el radio de amortiguamiento para todos los espectros del país será un 5%.

Datos para el modelado

Se genera la cantidad de combinaciones pertinentes según (CSCR, 2010) y (LVCR, 2023):

Combinations	Combinations
Comb1	Rr2(X)min-1
Comb2	Rr2(X)min+
Comb3(X)	Rr2(Y)-1
Comb3(Y)	Rr2(Y)+
Comb4(X)	Rr2(Y)min-
Comb4(Y)	Rr2(Y)min+
Envolvente de viento	Rr3(X)+
Envolvente global	Rr3(X)+-1
Envolvente sísmica+grav	Rr3(X)min
Rr1(X)	Rr3(X)min-
Rr1(X)min	Rr3(Y)+
Rr1(Y)	Rr3(Y)+-1
Rr1(Y)min	Rr3(Y)min-1
Rr2(X)-1	Rr3(Y)min+
Rr2(X)+	Servicio Sismo

Tabla 7, combinaciones de carga generadas para el modelo en Etabs

Análisis de cargas por viento

Categoría de la edificación según importancia

En el apartado 2.2, 2.5 y 6.1 de (LVCR, 2023) se define el tipo de proyecto de categoría III (D) para uso “normal”; entre los requisitos para el cumplimiento de los objetivos de desempeño se

tiene que: se prohíbe la posibilidad de irregularidad grave; los límites a los desplazamientos relativos “normal”; por requisitos de ductilidad local, “moderada u óptima” T 4.2 (CSCR, 2010).

Este apartado será basado totalmente en los lineamientos de viento de Costa Rica, actualizados al 21 de marzo de 2023.

- El lugar teórico escogido como potencial para este tipo de proyecto es el Gran Área Metropolitana, lo que define esta por intensidad de vientos como zona eólica III según la tabla 3-1, en donde la velocidad básica de vientos es $V_b = 115 \text{ km/h}$

- Para clasificación de la edificación en la categoría de diseño por viento se toma de la tabla 2-1 es $D = 3$

- La presión básica del viento q_b se calcula a partir de la velocidad básica del viento (V_b) para la que se emplea la ecuación 3.1 $q_b = 0.005 * V_b^2 = \text{kg}/\text{m}^2$

- El periodo de retorno de servicio para la V_b es $T_r = 50$ años según la figura 3,1

- El periodo de retorno último por el nivel de demanda según intensidad de ráfaga se toma de la tabla 2-2 como $T_R = 700$ años

- Para el coeficiente topográfico se determina el valor de $C_t = 1$ por encontrarse en una superficie regular plana en el que no tiene afectación topográfica, donde las edificaciones circundantes y condiciones de la ubicación de la edificación no se ajustan a lo descrito en la Figura 3-7, pero donde al menos un 50 % de las edificaciones tiene una altura mayor a 21 m observando el tipo de rugosidad del terreno tipo A, figura 3-3:

- El factor de direccionalidad en la tabla 3-5 es $C_d = 0.85$ para edificaciones.

- El coeficiente de recurrencia se usará el mismo para diseño de resistencia y para el diseño por servicio, este será tomado de la tabla 3-3 que dice que para la zona eólica III a la que

pertenece nuestro proyecto aplica: $[0.36 + 0.1 \log_n(12T_R)]^2$

- En este ejercicio particular, se elige libremente especificar tres diferencias de altura h para la aplicación de cargas por viento: 20 m, 40 m y 57.6 m, tomados en cuenta desde el nivel cero de la edificación.

- Por ser un terreno del tipo A por el tipo de rugosidad según tabla 3-2 el parámetro de

exposición $\alpha_e = 5$, $Z_{ge} = 457\text{m}$ y $Z_{\min,e} = 16\text{m}$, aplica: $C_e(z) = 2.01 \left(\frac{z}{Z_{ge}}\right)^{\frac{2}{\alpha_e}} \geq 2.01 \left(\frac{Z_{\min,e}}{Z_{ge}}\right)^{\frac{2}{\alpha_e}}$

- Para mayorar las q_z , el coeficiente de presión interna de la tabla 4-1 $GC_{pi} = \pm 0.18$

- El coeficiente C_p para carga de viento de techo será -0.18 según la tabla A-3

- Por el efecto de ráfaga al considerarse una edificación de estructura rígida el factor g tendrá el valor de 0.85 según el anexo B

- El coeficiente de presión externa según la tabla A-1 para barlovento $q_z = 0.8$ y para sotavento se usará $q_h - 0.5$

- Para barlovento se tiene que $GCP = g * q_z$

- Para sotavento se tiene que $GCP = g * q_h$

- Para el cálculo de la presión de viento evaluando en las alturas determinadas se muestra la ecuación 3-2 $q(z) = q_b C_e(z) C_r C_t C_d [kg/m^2]$

- El q_{\min} tiene un valor de 80 kgf/m² en la sección 4.4.1.7.

- Las presiones de viento mayoradas se obtienen con $P_v = q(z)(GCP - GC_{pi})$

Teniendo ya la cantidad de datos escogidos dentro de los parámetros mostrados en el documento de (LVCR, 2023), se procede a incluir estos y sus fórmulas en una tabla de cálculo de Excel con el propósito de simplificar los procedimientos matemáticos y su presentación. Se trabajará con

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

dos casos hipotéticos de dirección de vientos para aplicar al diseño el que resulte más crítico, variando los sistemas de presión interna y externa por medio de la notación matemática de los coeficientes de presión señalados, positivo y negativo según se muestra en la siguiente imagen:

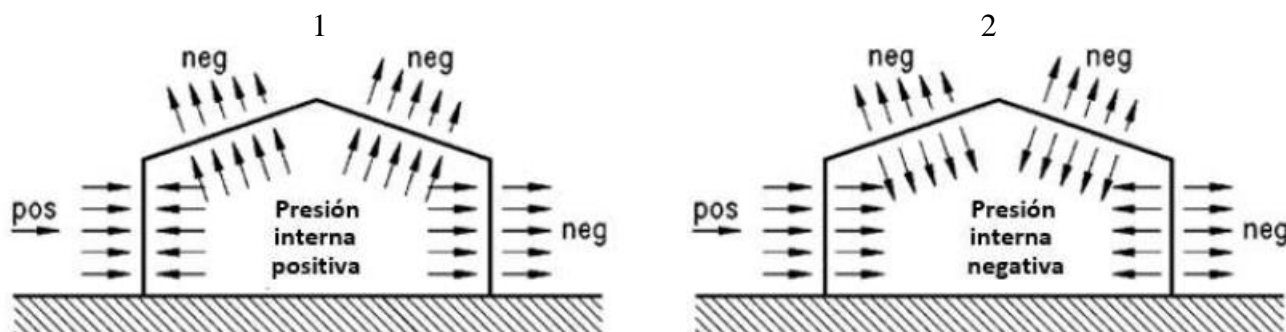


Ilustración 5, casos considerados por cargas de viento, (LVCR, 2023) F4-1

V_b	115	km/hr		
q_b	0.005	v^2		
Q_b	66.125	kgf/m ²		
t_r	50	Resistencia		
t_R	700	Último		
c_t	1	Plano sin afectación topográfica		
c_d	0.85	Para edificaciones		
C_r	1.5967	resistencia	Zona eólica III	
C_r	0.9994	servicio		
z_1	20	m	Alturash	
z_2	40	m		
z_3	57.6	m		
α_e	5	Rugosidad		
Z_{ge}	457	m	Parámetro de rugosidad tipo A	
$Z_{ge,min}$	16	m		
$C_e(z_1)$	0.5750			
$C_e(z_2)$	0.7587			
$C_e(z_3)$	0.8778			
Presión de viento				
qz_1	60.7052	kgf/m ²	resistencia	
qz_2	80.1009	kgf/m ²	resistencia	
qz_3	92.6793	kgf/m ²	resistencia	
<i>Verificar derivas con servicio < H/400</i>				
qz_1	37.9962	kgf/m ²	servicio	
qz_2	50.1363	kgf/m ²	servicio	
qz_3	58.0093	kgf/m ²	servicio	
q_{min}	80	kgf/m ²		
Estructura cerrada				
Coeficiente de presión interna				
g	0.85		Rígida	
GCp_i	0.18			
coeficiente de presión externa				
GCp	0.68		barlovento	
GCp	0.425		sotavento	

Tabla 8, aplicación del análisis por cargas de viento

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

En la siguiente tabla se observa como el caso dos se muestra más crítico por la dirección de aplicación de las presiones de viento por medio de los coeficientes de presión interna y externa, siendo entonces el que regirá para este ejercicio de diseño.

Cargas mayoradas de presión por viento								
Resistencia (Caso 1)				>	Servicio (Caso 1)			
P viento 1	30.353	barlovento	kgf/m ²		P viento 1	18.998	barlovento	kgf/m ²
P viento 2	40.050	barlovento	kgf/m ²		P viento 2	25.068	barlovento	kgf/m ²
P viento 3	46.340	barlovento	kgf/m ²		P viento 3	29.005	barlovento	kgf/m ²
P viento 1	36.727	sotavento	kgf/m ²		P viento 1	22.988	sotavento	kgf/m ²
P viento 2	48.461	sotavento	kgf/m ²		P viento 2	30.332	sotavento	kgf/m ²
P viento 3	56.071	sotavento	kgf/m ²	P viento 3	35.096	sotavento	kgf/m ²	
Resistencia (Caso 2)				>	Servicio (Caso 2)			
P viento 1	52.206	barlovento	kgf/m ²		P viento 1	32.677	barlovento	kgf/m ²
P viento 2	68.887	barlovento	kgf/m ²		P viento 2	43.117	barlovento	kgf/m ²
P viento 3	79.704	barlovento	kgf/m ²		P viento 3	49.888	barlovento	kgf/m ²
P viento 1	14.873	sotavento	kgf/m ²		P viento 1	9.309	sotavento	kgf/m ²
P viento 2	19.625	sotavento	kgf/m ²		P viento 2	12.283	sotavento	kgf/m ²
P viento 3	22.706	sotavento	kgf/m ²	P viento 3	14.212	sotavento	kgf/m ²	

Tabla 9, resultados del análisis por cargas de viento

Continuando con este caso se procede a convertir las unidades y definiendo las cargas en ton/m².

Resistencia			Conversion de unidades para el caso #2	Servicio		
0.0522	ton/m2	barlovento		0.0327	ton/m2	barlovento
0.0689	ton/m2	barlovento		0.0431	ton/m2	barlovento
0.0797	ton/m2	barlovento		0.0499	ton/m2	barlovento
0.0149	ton/m2	sotavento		0.0093	ton/m2	sotavento
0.0196	ton/m2	sotavento		0.0123	ton/m2	sotavento
0.0227	ton/m2	sotavento	0.0142	ton/m2	sotavento	

Tabla 10, cargas de viento finales en ton/m²

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

En la siguiente tabla se tienen las cargas finales, multiplicando las cargas de presión de viento por el área tributaria respectiva en cada uno de los ejes de la edificación, sombreadas en verde claro y pasando a unidades de toneladas por metro lineal, según su altura de aplicación (z) para el modelado y verificación de las derivas por el software Etabs.

Carga lineal de resistencia (Y) columnas en barlovento (ton*m)					Carga lineal de servicio (Y) columnas en barlovento (ton*m)				
Ejes	B-M	C-L	D-K	E-J	Ejes	B-M	C-L	D-K	E-J
A. tribut.	1.3	2.5	2.33	1.13	A. tribut.	1.3	2.5	2.33	1.13
20m	0.0679	0.1305	0.1216	0.0590	20m	0.0425	0.0817	0.0761	0.0369
40m	0.0896	0.1722	0.1605	0.0778	40m	0.0561	0.1078	0.1005	0.0487
57.6m	0.1036	0.1993	0.1857	0.0901	57.6m	0.0649	0.1247	0.1162	0.0564
Carga lineal de resistencia (Y) columnas en sotavento (ton*m)					Carga lineal de servicio (Y) columnas en sotavento (ton*m)				
Ejes	B-M	C-L	D-K	E-J	Ejes	B-M	C-L	D-K	E-J
A. tribut.	1.3	2.5	2.33	1.13	A. tribut.	1.3	2.5	2.33	1.13
20m	0.0193	0.0372	0.0347	0.0168	20m	0.0121	0.0233	0.0217	0.0105
40m	0.0255	0.0491	0.0457	0.0222	40m	0.0160	0.0307	0.0286	0.0139
57.6m	0.0295	0.0568	0.0529	0.0257	57.6m	0.0185	0.0355	0.0331	0.0161
Carga lineal de resistencia (X) columnas en barlovento (ton*m)				Carga lineal de servicio (X) columnas en barlovento (ton*m)					
Ejes	1-9	2-8	5	Ejes	1-9	2-8	5		
A. tribut.	2.57	5	4.85	A. tribut.	2.57	5	4.85		
20m	0.1342	0.2610	0.2532	20m	0.0840	0.1634	0.1585		
40m	0.1770	0.3444	0.3341	40m	0.1108	0.2156	0.2091		
57.6m	0.2048	0.3985	0.3866	57.6m	0.1282	0.2494	0.2420		
Carga lineal de resistencia (X) columnas en sotavento (ton*m)				Carga lineal de servicio (X) columnas en sotavento (ton*m)					
Ejes	1-9	2-8	5	Ejes	1-9	2-8	5		
A. tribut.	2.57	5	4.85	A. tribut.	2.57	5	4.85		
20m	0.0382	0.0744	0.0721	20m	0.0239	0.0465	0.0451		
40m	0.0504	0.0981	0.0952	40m	0.0316	0.0614	0.0596		
57.6m	0.0584	0.1135	0.1101	57.6m	0.0365	0.0711	0.0689		
Carga lineal mínima columnas eje (Y) en barlovento (ton*m)									
Ejes	B-M	C-L	D-K	E-J					
A. tribut.	1.3	2.5	2.33	1.13					
General	0.0894	0.1720	0.1603	0.0777					
Carga lineal mínima columnas eje (X) en barlovento (ton*m)									
Ejes	1-9	2-8	5						
A. tribut.	2.57	5	4.85						
General	0.1768	0.3440	0.3337						

Carga de techo		
GCp = 0.18	79.704	kgf/m ²
	0.07970417	ton/m ²

Tabla 11, cargas de viento aplicadas por ejes según su área tributaria

Diseño de estructura metálica

Elementos propuestos para el modelado

Para realizar un primer modelado con la intención de obtener información necesaria para el diseño previo de las vigas de carga, se estima la sección que se observa más crítica, en este caso se tiene la mayor longitud en el área de acceso público de cada entrepiso, la que por ende recibirá la mayor consideración de cargas temporales según la tabla 6.1 de (CSCR, 2010).

Esta recibe un área tributaria de aproximadamente 2.7 m, la que se usará solamente para realizar un estimado inicial, donde se tomará también la carga permanente más crítica que es la del sistema PC. $449 \text{ kgf}/\text{m}^2 * 2.7 \text{ m} = 1212.3 \text{ kgf}/\text{m} = 1.212 \text{ tonf}/\text{m}$, también se incluye la carga temporal $400 \text{ kgf}/\text{m}^2 * 2.7 \text{ m} = 1080 \text{ kgf}/\text{m} = 1.08 \text{ tonf}/\text{m}$ en el modelado de una viga simplemente apoyada y por medio de una combinación básica para mayorar, obtener un valor de momento inicial con un análisis estático y agregar una sección aproximada que permita avanzar en la selección de perfiles para el diseño.

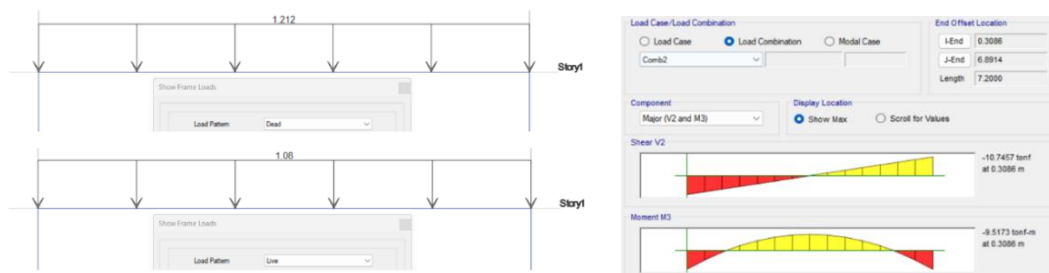


Ilustración 6, ejemplo del origen de los datos de carga y momento empleados para los cálculos

De lo anterior se obtiene un valor de momento aproximado que para este caso se redondea en $10 \text{ tonf}/\text{m}$ para iniciar con la búsqueda de los perfiles que se adapten a las condiciones de la edificación y permita realizar el cálculo de las derivas. Con la información inicial se usa la ecuación para el módulo plástico provisional por el sistema LRFD con un factor $\phi=0.9$.

$$Z_x = \frac{M_u}{\phi * f_y} = \frac{10 \text{ tonf/m}}{0.9 * 50 \text{ ksi}} = 17.498 \text{ in}^3$$

Con el dato obtenido se debe cumplir según la tabla F1.1 por fluencia, se procede a buscar en AISC, el perfil w que aproxime ese módulo plástico.

Se encuentra el perfil w12*16 con módulo plástico de 20.1, entonces se verifica que:

$$M_n = \phi * f_y * Z_x = 0.9 * 50 \text{ ksi} * 20.1 \text{ in}^3 = 11.487 \text{ tonf/m}$$

Inicialmente el valor de momento nominal por fluencia es aceptable para continuar con la revisión pues es superior que el momento último calculado.

Siguiendo con los datos tomados de especificaciones del AISC se tienen que los recursos para revisar el estado límite de pandeo lateral por torsión, revisando antes de continuar que sea compacta y no esbelta:

$$\lambda_{\text{alas}} = \frac{bf}{2(tf)} = \frac{3.99}{2(0.265)} = 7.53$$

$$\lambda_{\text{alma}} = \frac{h}{t_w} = 49.4$$

En los que se deberá cumplir con los indicados en los casos 10 y 15 de la tabla B4.1b

$$\lambda_{\text{alas}} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.152 = \text{es compacta, no esbelta}$$

$$\lambda_{\text{alma}} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.553 = \text{es compacta, no esbelta}$$

Para el diseño por pandeo lateral torsional se tiene que $L_b = 2 \text{ m}$ y se debe cumplir que $L_p < L_b < L_r$ según la figura C-F1.2 de (AISC, 2022) y se tiene entonces de los datos del elemento

seleccionado que $f_y = 50 \text{ ksi}$, $E = 29000 \text{ ksi}$, $r_y = 0.773$, $S_x = 17.1$, $Z_x = 20.1$, $h_o = 11.7$, $j = 0.103$, $r_{ts} = 0.982$, $c = 1$ para elementos de doble simetría

Y se aplica entonces que: $L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.832m$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 * F_y * S_x * h_o}{E * J * c} \right)^2}} = 7.139m$$

Para el momento plástico se tiene por LRFD que $M_p = \phi f_y * Z_x = 12.764 \text{ tonf/m}$

Así se satisface la premisa de que $L_p < L_b < L_r$ y que $M_n < M_p$ y para verificar los datos se tiene según la sección F1.1 y F2.2 se aplica finalmente que:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} = 1,068$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 * F_y * S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p = 11.902 \text{ tonf/m}$$

Se revisa igualmente con la tabla 3-10 del manual de diseño de AISC para comprobar el perfil seleccionado, con los datos:

$$L_b = 2 m = 6.562 ft$$

$$M_n = 11.902 \text{ tonf} * m = 78.097 \text{ kip} * ft$$

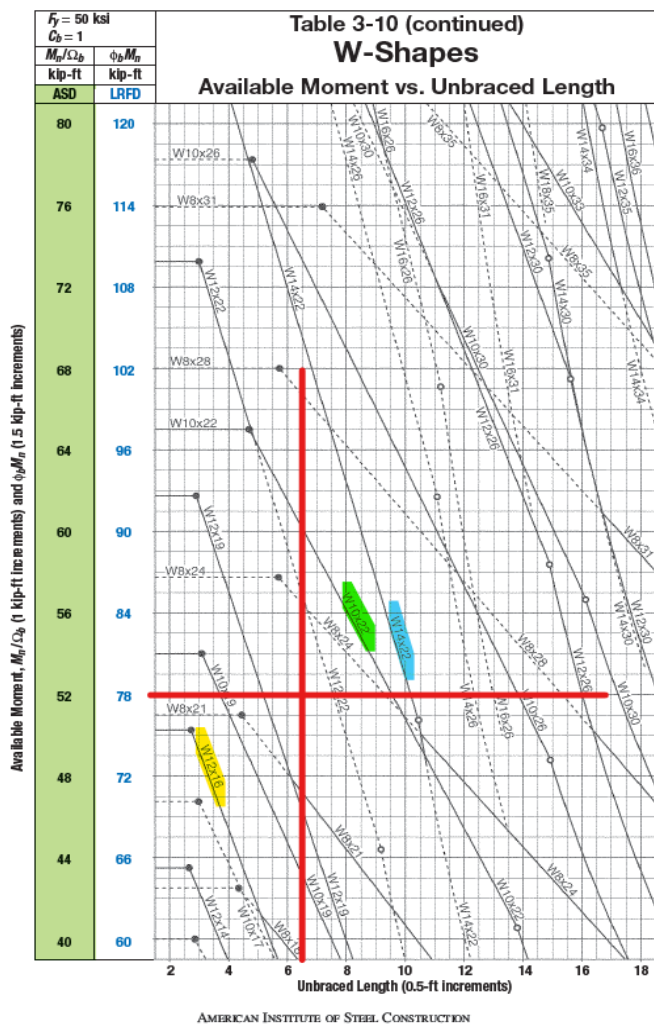


Ilustración 7, tabla 3-10 tomada del manual de recomendaciones de diseño del AISC

Este ejercicio nos indica que posiblemente el perfil seleccionado, marcado en amarillo no va a cumplir más adelante, por lo que se observan las siguientes posibilidades que son el W 12*22, el W 10*22 en verde y el W 14*22 en azul, de los que se seleccionará el tercero recomendado en la tabla 3-10 por ofrecer ventaja en cuanto al peralte por el mismo valor en peso y por lo mismo en costo por ser su indicador final.

Cargas por viento aplicadas

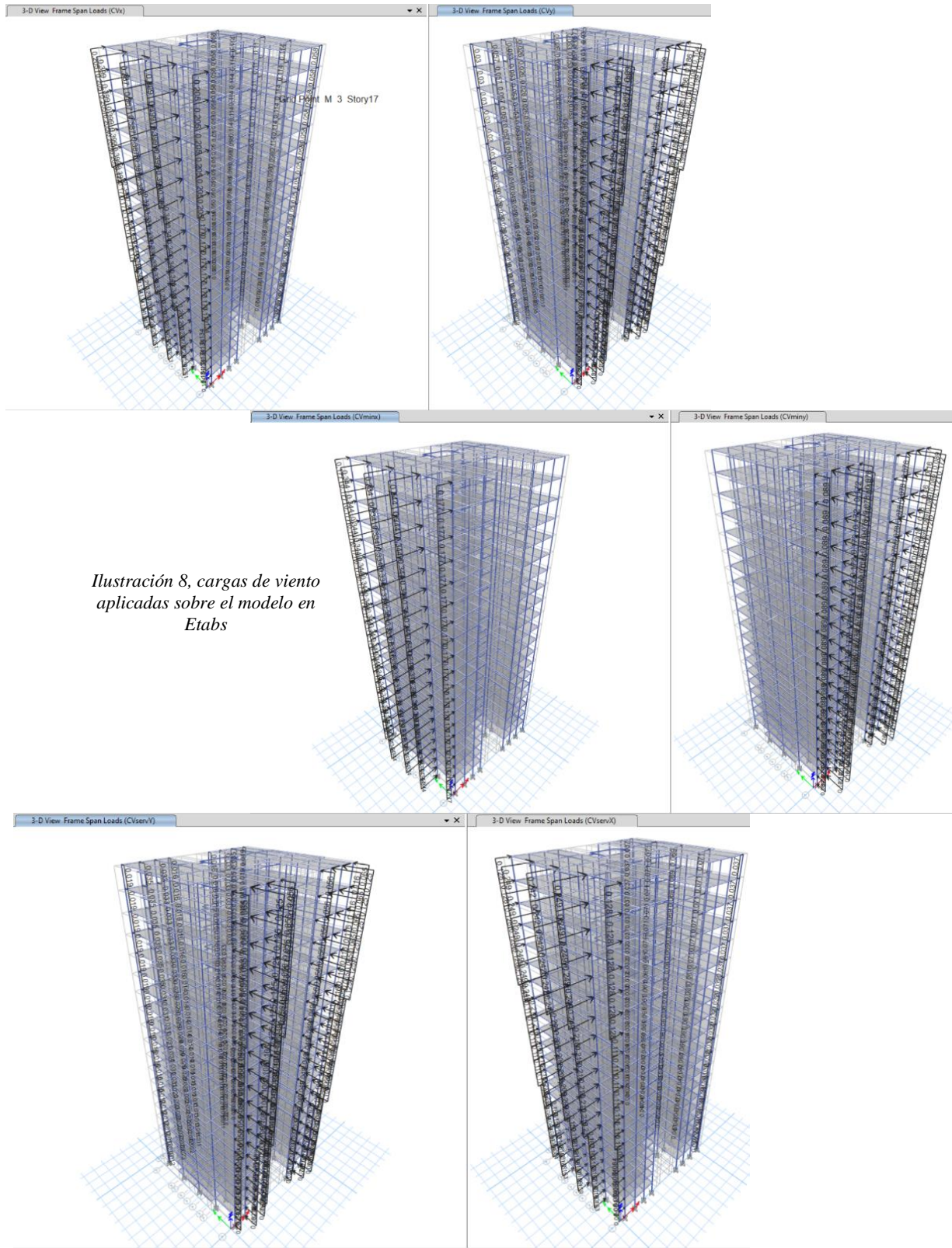


Ilustración 8, cargas de viento aplicadas sobre el modelo en Etab

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

En el modelado de Etabs se corre el análisis con el uso de las vigas seleccionadas W 14*22 y los apoyos preestablecidos por el sistema, en él se pueden observar los momentos alrededor de todo el enmallado principal, de este inicialmente se obtienen resultados congruentes para el primer y para el último nivel en sus elementos más críticos que son los mismos elegidos para los cálculos iniciales, no así para los demás niveles, que a pesar de mostrar un comportamiento aproximado alrededor de la estructura, en este punto específico tiene cerca de un 31% mayor de demanda con unas $16.23 \text{ tonf}/m$, debido a que las cargas estimadas no incluyeron las de empuje por vientos, pese a esto la edificación en su análisis es regida por sismo, por lo que se requiere analizar o rediseñar esta sección en particular; con la información se replantea la estimación del sistema de vigas de carga en general y se divide en dos tipologías según la demanda y que coincide para este caso con la categoría de uso público o residencial; el elemento más crítico por encontrarse en el área común, definirá la sección w que se usará en la configuración de dicho ambiente en todos los niveles y para toda el área residencial se calculará a partir de los momentos que muestra el área en general, en donde el mayor no supera las $6 \text{ tonf}/m$ según los datos obtenidos de la memoria por el modelado.

Tabla 12, características del perfil W 14x22

	W14X22	
A =	6.49	in. ²
d =	13.7	in.
tw =	0.23	in.
bf =	5	in.
tf =	0.335	in.
k(des) =	0.735	in.
k(det) =	1.0625	in.
k1 =	0.75	in.
T =	11.625	in.
gage =	2.75	in.
wt./ft. =	22	plf.
br/(2*tf)	7.46	
h/tw =	53.3	
k =	199	in. ⁴
Sx =	29	in. ³
rx =	5.54	in.
Zx =	33.2	in. ³
ly =	7	in. ⁴
Sy =	2.8	in. ³
ry =	1.04	in.
Zy =	4.39	in. ³
rts =	1.27	in.
ho =	13.4	in.
J =	0.208	in. ⁴
Cw =	314	in. ⁶
a =	62.52	in.
Wno =	16.7	in. ²
Sw =	7	in. ⁴
Qf =	5.34	in. ³
Qw =	16.1	in. ³

Con la información de perfil seleccionado de la tabla 3-10 del manual de diseño de AISC, se analiza su capacidad final, esto porque se presupone superior a los cálculos iniciales y se compara con el perfil W 12*16 resultado de los cálculos; se emplea de nuevo la ecuación que permite encontrar el módulo plástico y se despeja el momento, entonces si se tiene de la información técnica del perfil que $Z_x = 33.2$

$$M_p = f_y * Z_x = 21.082 \text{ tonf/m}$$

Superando satisfactoriamente lo necesario, entonces se revisa por flexión con el mismo

procedimiento anterior y se tiene que: $L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \text{ m}$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 * F_y * S_x * h_o}{E * J * c} \right)^2}} = 9.233 \text{ m}$$

Cumpliendo en dicho punto con la ubicación de L_b y para el momento nominal se tiene finalmente que por el sistema LRFD con el factor $\phi=0.9$ para vigas y columnas:

$$\phi M_n = 0.9 * C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 * F_y * S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p = 26.61 \text{ tonf/m}$$

Y se obtiene finalmente que por cumplirse que $\phi M_n > M_p$ hasta en un 39%, se concluye que si cumple por flexión.

Revisión por cortante

Se continua con los procedimientos para el diseño en acero con la guía de la metodología del (AISC, 2022), ahora se buscará comparar el cortante nominal por el apartado G2.1 y por la filosofía del LRFD $\phi_v = 0.9$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

Para las vigas W $f_y = 50 \text{ ksi}$ se tiene un factor de corrección según la Fig. C – G2.1 el valor de $C_v = 1$ que relaciona el peralte efectivo versus el alma del perfil:

$$\frac{h}{tw} = 53.3 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} = 53.945 \rightarrow C_V = 1.0$$

Para el área del alma o “área efectiva” se tiene:

$$A_W = d * tw = 3.151 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0.6 * F_Y * A_W * C_V = 42.88 \text{ tonf}$$

$$\phi_v V_n = 38.56 \text{ tonf}$$

Dado que el cortante máximo encontrado en los elementos vigas de carga es de menos de nueve toneladas fuerza y que cuenta con hasta en un 31% más de capacidad por cortante que por flexión, se concluye que sí cumple con el propósito final:



Ilustración 9, ejemplo de datos entregados por el modelo

Diseño de columnas metálicas por carga axial o compresión pura

Con el fin de proponer un elemento inicial para verificar los desplazamientos y para la capacidad de carga por resistencia a la compresión se requiere conocer por LRFD $\phi_v P_n$, con $\phi_v = 0.9$ y en el que la carga es igual al esfuerzo crítico por el área $P_n = F_{cr} * A_g$.

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

El área nominal de las secciones en estudio será tomada de la ficha técnica, pero para el esfuerzo crítico se define si cumple con el criterio de columnas largas o columnas cortas, como este se calcula entre las luces estructurales del elemento, entonces la distancia considerada será nominalmente $h = 2.88\text{m}$ que para este caso es igual que 113.386 in.

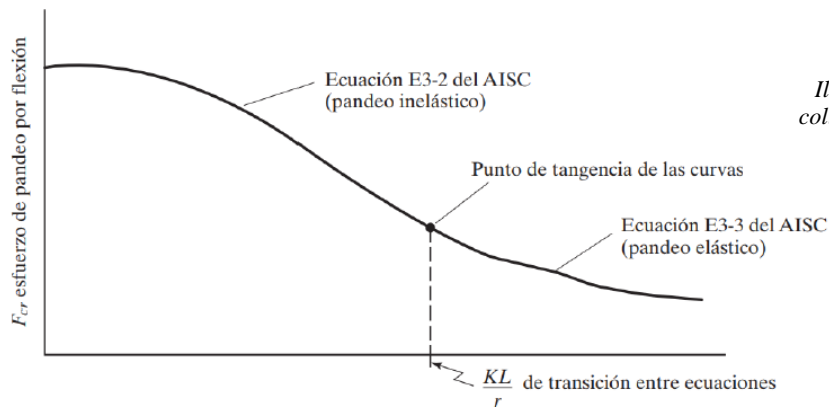


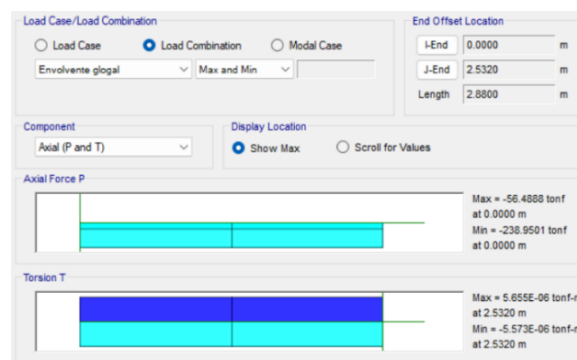
Ilustración 10, diagrama de columna corta y columna larga

El punto de tangencia está dado por $4.71 \sqrt{E/F_y}$ que es igual a 113.432, lo que le ubica por debajo de la línea intermedia en la categoría de columna corta.

El esfuerzo crítico en esta área está dado por la ecuación 3.2 del AISC $F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) * F_y$ para lo que hace falta el valor del conocido como esfuerzo de Euler $F_e = \pi^2 * E / (KL/r)^2$

Se empieza por definir la relación de esbeltez tomando el valor teórico k según el criterio de las conexiones para la longitud efectiva, de la tabla 5.1 = 0.65, en donde el radio de giro mínimo “crítico” se tomará también de la ficha técnica para la sección W escogida.

Ilustración 11, ejemplo de datos por reacción y torsión entregados por el modelo



Como ejercicio mental para encontrar el predimensionamiento del área, inició por la “resistencia nominal en tensión”, despejó un área y la utilizo como mínima de iteración para la partida de este elemento de acero, se tiene que $P_n = \phi F_y * A_g$ como resultado se obtiene que con la información del modelado para la columna más crítica, la carga axial es de aproximadamente $P_n = 527 \text{ klb}$, entonces $A_g = P_n / \phi F_y = 11.71 \text{ in}^2$.

Con el dato resultado que evidentemente no cumple porque no es el procedimiento apropiado para el área transversal en compresión, se tiene como la más aproximada la W16*40 con 11.8 in^2 , la que ofrece una resistencia de unas 452 klb , osea un 85.8 % de lo requerido en este elemento. Si se aumenta proporcionalmente con esta el área inicial, se tienen unas 13.36 in^2 , punto desde el que se inicia la iteración y revisión por compresión de perfiles simétricos W, lo que concluye que el área definida por aproximación será de $14 \text{ in}^2 \pm 5 \%$; sin embargo este perfil si cumple para ser considerado en los niveles superiores con menor demanda, inclusive disminuyendo sus propiedades.

La información anterior se toma del visor de propiedades AISC 14.1 donde los elementos aproximados se definen por su ficha técnica; se presentan las opciones encontradas:

W 10*49, W 12*50, W 14*48, W 18*50, W 21*48, W 21*50 y de estas se escoge la segunda para el ejemplo con la información de la ficha técnica:

$$F_e = \pi^2 * E / (KL/r)^2 = 202.43 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) * F_y = 45.09 \text{ ksi}$$

$$P_n = \phi F_{cr} * A_g = 592.47 \text{ klb} = 268,74 \text{ tonfv}$$

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

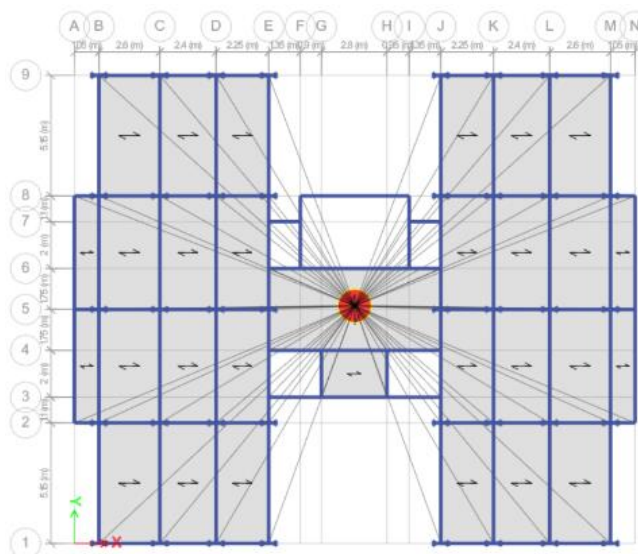
Las demás secciones se incluyen junto con esta en la memoria de Excel para comparar los datos.

Opc.	V ₀ (ton)	Área prop.		(Sec) W	A _n (in ²)	r _x	r _y	k	L (in)	π	F _y (ksi)	φ	E	kL/r	Cond.	4.71*VE/F _y		Inelástico		Elástico		1kip = ton	Toneladas
		+ - 5%														F _e (ksi)	F _{cr} (ksi)	F _{cr} (ksi)	φ _c P _n (kip)				
#1	239	14		W 10x49	14.40	4.35	2.54	0.7	113.39	3.142	50	0.9	29000	29.02	<	113.432	339.95	47.02	298.14	609.31	0.453592	276.38	
#2	239	14		W 12x50	14.60	5.18	1.96	0.7	113.39	3.142	50	0.9	29000	37.60	<	113.432	202.43	45.09	177.53	592.47	0.453592	268.74	
#3	239	14		W 14x48	14.10	5.85	1.91	0.7	113.39	3.142	50	0.9	29000	38.59	<	113.432	192.23	44.84	168.58	569.05	0.453592	258.12	
#4	239	14		W 18x50	14.70	7.38	1.65	0.7	113.39	3.142	50	0.9	29000	44.67	<	113.432	143.46	43.21	125.81	571.71	0.453592	259.32	
#5	239	14		W 21x48	14.10	8.24	1.66	0.7	113.39	3.142	50	0.9	29000	44.40	<	113.432	145.20	43.29	127.34	549.34	0.453592	249.17	
#6	239	14		W 21x50	14.70	8.18	1.30	0.7	113.39	3.142	50	0.9	29000	56.69	<	113.432	89.05	39.53	78.10	522.96	0.453592	237.21	

Tabla 13, cálculo de elementos por compresión pura

Se puede discriminar de los datos obtenidos que la más conveniente de las secciones elegidas para el elemento más crítico, es la W 21*48, con capacidad nominal superior en un 4 %, debido también a la conveniencia por el aporte de su peralte para el comportamiento de la estructura frente a las derivas y la comparación de costos debido a su menor peso. Con esto se revisan los desplazamientos generados por cargas de servicio y por viento de forma individual.

Ilustración 12, vista de diafragma aplicado en el modelo



Análisis de las derivas

Una vez que se tienen aplicadas las cargas sísmicas por sus combinaciones mayoradas en los sentidos correspondientes indicadas en (CSCR, 2010), las cargas de empuje o de viento para diseño por resistencia, la carga de viento para diseño por servicio, la carga de viento temporal de

techo y la carga de diseño de viento mínima indicada en la sección 4.4.1.7 de (LVCR, 2023) sobre el modelo hecho en Etabs, habiendo hecho la simulación, se realiza la verificación indicada de $H/400$ para su comparación con los desplazamientos y las derivas generadas con la información que entrega la memoria del modelado y expresando todos los resultados en Excel.

La altura total de edificio es de 57.6 m estimando 2.88 m por cada nivel y respetando así el modulado de las escaleras que tendrán un total de 18 peldaños por 0.16 m de altura cada uno, entonces: $57.6 \text{ m}/400 = 0.144 \text{ m}$. Se procede como indica el apartado 7.6 de (CSCR, 2010) para el cálculo de los desplazamientos relativos con el uso de los desplazamientos absolutos entregados por el modelo en Etabs:

- Como factor de sobrerresistencia SR según el artículo 3.3 será $SR = 2$
- La ductilidad global designada por rigidez según la tabla 4.3 tiene un valor de $\mu=3$
- El factor de desplazamiento inelástico según la tabla 7.1 tiene el valor de $\alpha = 0.7$
- El desplazamiento relativo entre niveles $\delta_r = \delta_s - \delta_i$ dato que debe ser menor a 14.4 cm
- La deriva será igual a $\Delta_I = \delta_r * SR * \mu * \alpha$
- Por último los drifts que son Δ_I/H deberán ser inferiores a 0.02 según la tabla 7.2
- Luego de diferentes iteraciones se finaliza el modelado con secciones W 21*48 en los primeros 10 niveles, W 18*40 en los siguientes 5 y W 16*31 en los 5 restantes.

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

El máx. de los desplazamientos será 0.144 m y los drift deben ser menores a 0.02 (tabla por Sismo)(m)									
Nivel	h(m)	δ_{ix} abs (m)	δ_{ix} rel (m)	deriva Δ_x	drift Δ/h	δ_{iy} abs (m)	δ_{iy} rel (m)	deriva Δ_y	drift Δ/h
P1	2.88	0.0016	0.0016	0.0068	0.0023	0.0053	0.0053	0.0221	0.0077
P2	2.88	0.0046	0.0030	0.0124	0.0043	0.0112	0.0060	0.0250	0.0087
P3	2.88	0.0080	0.0034	0.0144	0.0050	0.0167	0.0055	0.0232	0.0080
P4	2.88	0.0116	0.0036	0.0153	0.0053	0.0218	0.0051	0.0213	0.0074
P5	2.88	0.0154	0.0038	0.0158	0.0055	0.0265	0.0047	0.0198	0.0069
P6	2.88	0.0192	0.0038	0.0161	0.0056	0.0309	0.0044	0.0184	0.0064
P7	2.88	0.0231	0.0039	0.0163	0.0057	0.0349	0.0041	0.0171	0.0059
P8	2.88	0.0270	0.0039	0.0164	0.0057	0.0387	0.0038	0.0158	0.0055
P9	2.88	0.0310	0.0039	0.0165	0.0057	0.0422	0.0035	0.0145	0.0050
P10	2.88	0.0349	0.0039	0.0165	0.0057	0.0453	0.0032	0.0133	0.0046
P11	2.88	0.0390	0.0041	0.0174	0.0060	0.0502	0.0049	0.0205	0.0071
P12	2.88	0.0432	0.0042	0.0175	0.0061	0.0548	0.0046	0.0194	0.0067
P13	2.88	0.0474	0.0042	0.0175	0.0061	0.0592	0.0044	0.0183	0.0064
P14	2.88	0.0515	0.0042	0.0175	0.0061	0.0633	0.0041	0.0171	0.0059
P15	2.88	0.0557	0.0041	0.0173	0.0060	0.0670	0.0038	0.0159	0.0055
P16	2.88	0.0599	0.0042	0.0178	0.0062	0.0720	0.0049	0.0207	0.0072
P17	2.88	0.0640	0.0041	0.0173	0.0060	0.0764	0.0045	0.0187	0.0065
P18	2.88	0.0679	0.0039	0.0165	0.0057	0.0802	0.0038	0.0159	0.0055
P19	2.88	0.0716	0.0037	0.0154	0.0053	0.0831	0.0029	0.0120	0.0042
P20	2.88	0.0750	0.0034	0.0142	0.0049	0.0847	0.0016	0.0069	0.0024

Tabla 14, cálculo de derivas por sismo, estructura metálica

El máx. de los desplazamientos será 0.144 m y los drift deben ser menores a 0.02 (tabla por Viento)(m)									
Nivel	h(m)	δ_{ix} abs (m)	δ_{ix} rel (m)	deriva Δ_x	drift Δ/h	δ_{iy} abs (m)	δ_{iy} rel (m)	deriva Δ_y	deriva Δ/h
P1	2.88	0.0013	0.0013	0.0055	0.0019	0.0082	0.0082	0.0346	0.0120
P2	2.88	0.0037	0.0024	0.0100	0.0035	0.0177	0.0095	0.0397	0.0138
P3	2.88	0.0065	0.0028	0.0116	0.0040	0.0268	0.0091	0.0384	0.0133
P4	2.88	0.0094	0.0029	0.0124	0.0043	0.0356	0.0088	0.0369	0.0128
P5	2.88	0.0125	0.0031	0.0129	0.0045	0.0441	0.0084	0.0354	0.0123
P6	2.88	0.0156	0.0031	0.0132	0.0046	0.0521	0.0081	0.0338	0.0118
P7	2.88	0.0188	0.0032	0.0135	0.0047	0.0598	0.0077	0.0323	0.0112
P8	2.88	0.0220	0.0032	0.0136	0.0047	0.0671	0.0072	0.0304	0.0106
P9	2.88	0.0253	0.0032	0.0135	0.0047	0.0738	0.0067	0.0283	0.0098
P10	2.88	0.0285	0.0032	0.0134	0.0047	0.0801	0.0063	0.0263	0.0091
P11	2.88	0.0318	0.0033	0.0139	0.0048	0.0896	0.0096	0.0402	0.0140
P12	2.88	0.0351	0.0033	0.0137	0.0048	0.0984	0.0087	0.0366	0.0127
P13	2.88	0.0382	0.0032	0.0134	0.0046	0.1062	0.0078	0.0329	0.0114
P14	2.88	0.0413	0.0031	0.0130	0.0045	0.1132	0.0070	0.0292	0.0101
P15	2.88	0.0443	0.0030	0.0125	0.0043	0.1192	0.0060	0.0252	0.0088
P16	2.88	0.0473	0.0030	0.0124	0.0043	0.1262	0.0070	0.0294	0.0102
P17	2.88	0.0501	0.0028	0.0117	0.0041	0.1317	0.0055	0.0233	0.0081
P18	2.88	0.0527	0.0026	0.0109	0.0038	0.1358	0.0041	0.0170	0.0059
P19	2.88	0.0551	0.0024	0.0101	0.0035	0.1383	0.0026	0.0108	0.0037
P20	2.88	0.0573	0.0022	0.0094	0.0033	0.1394	0.0011	0.0046	0.0016

Tabla 15, cálculo de derivas por viento, estructura metálica

Verificación de las columnas por flexo-compresión

Por simple lógica no es suficiente con que la columna resista el peso de la estructura perse y dado que en condiciones dinámicas deberán soportar esfuerzos o momentos combinados adicionales, se deberán tomar en consideración otros factores como el pandeo lateral torsional.

Los cálculos siguientes serán tomados del capítulo de compresión, flexión y flexo-compresión de (AISC, 2022). Resultado con el que serán optimizados por iteraciones en la hoja de cálculo.

Del análisis estructural se tienen los datos de momentos y carga del elemento más crítico:

$$M_{u_x} = 5.92 \quad M_{u_y} = 2.85 \quad P_u = 239 \text{ tonf}$$

Se verifica de la misma forma que se realizó con las vigas de carga, usando los datos de la ficha:

$$\lambda_{atas} = bf / 2(tf) = 8.14 / 2(0.43) = 9.47$$

$$\lambda_{alma} = h / t_w = 53.6$$

El elemento W 21*48 no cumple con lo indicado en los casos 10 y 15 de la tabla B4.1b:

$$\lambda_{atas} > 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.152 = \text{no es compacta}$$

Se debe considerar un elemento superior en peralte pues de antemano esta columna no cumplirá con el conjunto de estados límite que se indican en la tabla F1.1 porque aún falta considerar los esfuerzos adicionales combinados.

Después de algunas iteraciones por medio de los cálculos automatizados en una hoja de MathCad, se concluye que el perfil indicado según la demanda será el W 24*68 para el que se muestran a continuación los cálculos aplicados:

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

Se tiene que la longitud individual libre de la columna es de 2.88m, el valor k para la relación de esbeltez es de 0.65 recomendado en la tabla 5.1, el radio de giro para el eje débil $r_y = 1.87$, el módulo de elasticidad del acero $E = 29000 \text{ ksi}$, la fluencia del material $f_y = 50 \text{ ksi}$ y el área $A_g = 20.1 \text{ in}^2$. Aplicando los mismos conceptos considerando que L está por debajo del límite elástico se tiene según la gráfica, que el esfuerzo crítico en dicha área esta dado por la ecuación 3.2 del AISC, para lo que hace falta el valor del conocido como esfuerzo de Euler. Inicialmente se define la relación de esbeltez:

Tabla 16, Características del perfil W

W24X68		
A =	20.1	in. ²
d =	23.7	in.
tw =	0.415	in.
bf =	8.97	in.
tf =	0.585	in.
k(des) =	1.09	in.
k(det) =	1.5	in.
k1 =	1.0625	in.
T =	20.75	in.
gage =	5.5	in.
wt./ft. =	68	plf.
bf/(2*tf) =	7.66	
h/tw =	52	
Ix =	1830	in. ⁴
Sx =	154	in. ³
rx =	9.55	in.
Zx =	177	in. ³
Iy =	70.4	in. ⁴
Sy =	15.7	in. ³
ry =	1.87	in.
Zy =	24.5	in. ³
rts =	2.3	in.
ho =	23.1	in.
J =	1.87	in. ⁴
Cw =	9430	in. ⁶
a =	114.27	in.
Wno =	51.8	in. ²
Sw =	68	in. ⁴
Qf =	28.9	in. ³
Qw =	87	in. ³

$$\lambda = KL/r_y = 39.41$$

Para el esfuerzo de Euler:

$$F_e = \pi^2 * E / \lambda^2 = 184.26$$

El esfuerzo crítico o capacidad en compresión del perfil:

$$F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) * F_y = 44.63 \text{ ksi}$$

Con los datos se tiene la carga nominal:

$$P_n = \varphi_{comp} * F_{cr} * A_g = 403.7 \text{ tonf}$$

Igualmente se revisa que sea compacta no esbelta:

$$\lambda_{alas} = bf / 2(tf) = 8.97 / 2(0.585) = 7.67$$

$$\lambda_{alma} = h / t_w = 52$$

Esto indica que el perfil seleccionado W 24*68 si cumple por carga axial:

$$\lambda_{alas} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.152 = \text{es compacta, no esbelta}$$

$$\lambda_{alma} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.553 = \text{es compacta, no esbelta}$$

Para la capacidad en flexión en torno al eje débil de la columna el parámetro está dado por:

$$\varphi M_{ny} = \varphi * \text{mín}[(f_y Z_y), (1.6 f_y S_y)] = 14 \text{ tonf/m}$$

Para la capacidad de flexión en torno al eje fuerte se revisan los estados límite similar al procedimiento anterior y se tiene que:

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 79.26 \text{ in} = 2.13 \text{ m}$$

$$L_b = 2.88 \text{ m}$$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 * F_y * S_x * h_o}{E * J * c} \right)^2}} = 14.521 \text{ m}$$

Cumpliendo en dicho punto con la ubicación de L_b y para el momento nominal se tiene finalmente que por el sistema LRFD con el factor $\phi=0.9$ para vigas y columnas en flexión y con el valor de $C_b=1$ calculado desde el principio:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 * F_Y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 109.35 \text{ tonf/m}$$

Para el momento plástico:

$$M_p = F_Y * Z_x = 112.4 \text{ tonf/m}$$

Continuando con la metodología LRFD:

$$\phi M_{n_x} = \phi * \text{mín} (M_p), (M_n) = 98.415 \text{ tonf/m}$$

Recopilando los datos obtenidos se hace la relación de carga y momentos:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.592 \quad \frac{M_{u_y}}{\phi M_{n_y}} = 0.204 \quad \frac{M_{u_x}}{\phi M_{n_x}} = 0.06$$

Finalmente se tiene que por cumplirse que la relación $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$ según el cap. H apartado 1, los miembros de doble simetría sujetos a flexión y carga axial estarán limitados por la ecuación (H1-1a) en este caso, la cual debe cumplir con un resultado menor o igual a 1:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_x}}{\phi M_{n_x}} + \frac{M_{u_y}}{\phi M_{n_y}} \right) \leq 1 = 0.826$$

Con el resultado se tiene que el perfil W 24*68 si cumple por flexo-compresión, por lo que los procedimientos para los demás elementos columnas son igual al anterior, se automatizan y solamente se agregan al modelo para su comprobación.

Nota: Luego de haber extendido los procedimientos de diseño tanto para viguetas, vigas de carga y columnas, se emplean los mismos para el diseño y selección del conjunto de perfiles restantes

que se asignarán en el modelado según su propósito, restando en este documento solamente mencionar el resultado final de cada uno para ser incluido en los presupuestos de construcción.

Conexiones - placas de asiento

Aplicando las consideraciones necesarias de diseño se generan los elementos que trabajan como asientos de conexión entre las columnas metálicas y las fundaciones de concreto, por ejemplo las perforaciones de inspección para el mortero de asiento, o el tipo y aplicación de la soldadura de grado E7018 para elementos de acero A50 y de grado E6013 para perfiles laminados en frío y de espesor avalado por la inspección, esto por temperatura y resistencia nominal que pueden causar el pandeo del elemento inclusive antes de ser instalado en su posición final.

En estos elementos se sugiere que la soldadura se realice en taller sea por medio de hilo continuo (GMAW), lo que estará regido por el “AWS-STRUCTURAL CODE-d.1.1”

Igualmente para las soldaduras que se realizan en sitio se utiliza el método con electrodo revestido (SMAW) en los encuentros de viguetas carteladas, planchas y perfiles metálicos.

Para el cálculo del área y espesor de las placas de asiento, se usará un factor de resistencia a la compresión del concreto de las fundaciones $f'_c = 280$ o de 3.98 ksi por la conversión de unidades para el ejercicio. El P_u será la carga última que viene del análisis estructural, en este caso tomadas del modelado en Etabs que considera las reacciones por medio de las cargas mayoradas con el uso de las combinaciones pertinentes según el (CSCR, 2010). En donde la carga más crítica es de aproximadamente 239 tonf.

El A_1 para los cálculos es el área de la placa de acero y el A_2 el área de contacto del pedestal de concreto las que no necesariamente serán iguales. Por la metodología LRFD se tiene para los elementos en compresión que $\phi = 0.65$ como factor de reducción de resistencia:

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c(0.85f'_c)\sqrt{A_2/A_1}}$$

Por recomendación del AISC como parámetro de inicio, se tiene que $\sqrt{A_2/A_1}$ sea igual a 2:

$$A_1 = \frac{1075klb}{0.65 * (0.85 * 3.983ksi) * 2} = 244.3 \text{ in}^2$$

Según estas consideraciones la relación de área entre el concreto y el acero debe ser de cuatro a uno, lo que sugiere que a menor valor de relación entre las áreas del concreto y el acero, mayor deberá ser el área de la placa de acero que se está diseñando.

Contando con un área, la placa será de lados B que es a b_f y N que es a d , en donde tenemos que:

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$\text{y } \Delta = 0.5(0.95d - 0.8b_f)$$

En los que d y b_f son datos conocidos en las fichas técnicas de los elementos W, y tenemos que el perfil seleccionado como más crítico es W 21*48, se aplica entonces:

$$\Delta = 0.5(0.95(20.6in) - 0.8(8.14in)) = 6.529 \text{ in}$$

$$N \approx \sqrt{244.3in^2} + 6.529in = 22.16 \text{ in}$$

Para el segundo lado que es B se tiene:

$$B \approx A_1/N = 11.025 \text{ in}$$

Continuando ahora con el espesor de la placa se necesita un valor l que es el mayor valor entre los siguientes y que corresponde a la dirección del pandeo que sufre la placa:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{22.16in - 0.95(20.6in)}{2} = 1.295 \text{ in}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{11.025in - 0.8(8.14)}{2} = 2.26 in$$

$$n' = \frac{\sqrt{d * b_f}}{4} = \frac{\sqrt{20.6in * 8.14in}}{4} = 3.237 in$$

$$l = 3.237 in$$

Por último se tendrá como espesor requerido la siguiente ecuación en:

$$t_{req} = l \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y * BN}} = 3.237 in \sqrt{\frac{2 * 1075klb}{0.9(50) * 11.025in * 22.16in}} = 1.431 in$$

Como resumen se tiene que las dimensiones mínimas de la placa más crítica serán de 0.57 m por 0.28 m por 0.0364 m de espesor.

Como se hizo con los procedimientos anteriores se incluyen las fórmulas en la tabla de Excel y se continúan los cálculos para las diferentes placas de asiento de forma más expedita.

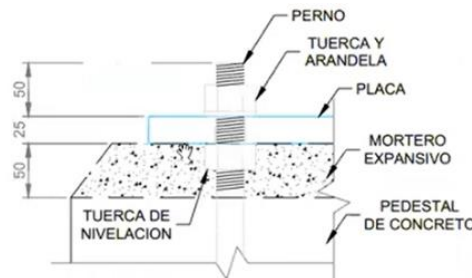


Ilustración 13, componentes de placa de asiento, tomada del curso (Diseño de elementos de acero)

Otras conexiones

Como criterio básico aplicado para el diseño de las conexiones, se considera que las soldaduras se realicen un 100 % en taller y las uniones apernadas un 100 % en campo para maximizar así el tiempo y la calidad de estas, evitando contratiempos inclusive por el clima y así sobrecostos innecesarios en traslado de equipos y planillas del personal especializado en soldadura; por ser elementos de espesores considerables, las soldaduras se consideraran de tipo bisel y convexa en su curvatura, siempre con el diámetro acorde a su elemento de menor espesor; por haberse

estimado las secciones con acero grado 50, entonces cumplirá con el uso de soldadura grado 60 mínimo según su aplicación; en todos los casos los pernos tendrán la condición de torque controlado o tensión controlada para agilizar también los procesos de construcción e inspección; en las conexiones verticales, los pernos tendrán la posición invertida para agilizar los procesos de armado, evitando así dificultad en la manipulación de pesadas herramientas; en cuanto al volumen de los elementos no podrán superar un máximo de 12 m * 3 m para no considerar costos extra por logística en transporte y elevación.

Para el diseño de la soldadura se tiene como opción las ecuaciones J2-2 y J2-3 del (AISC, 2022) para calcular con los parámetros del material del elemento o el de la soldadura que será el elegido para este caso con el fin de simplificar las consideraciones de área. J2-3

Tomando los valores φ de la tabla J2.5:

$$R_n = F_{nBM} * A_{BM}$$

$$R_n = F_{nw} * A_{we}$$

A_{BM} = área efectiva del metal base en in^2

A_{we} = área efectiva de la soldadura en in^2

F_{nBM} = el esfuerzo nominal correspondiente en la tabla del metal base en ksi

F_{nw} = el factor correspondiente en la tabla por el esfuerzo nominal de la soldadura en ksi

Como limitación en la longitud de la soldadura se considera la ecuación J2-1 cuando supera 100 veces el diámetro aplicado. $\beta = 1.2 - 0.002(l/w) \leq 1$

l = es la longitud real de la soldadura cargada en el extremo.

w = es la longitud de la pata de soldadura o el diámetro de diseño aplicado.

Datos para el cálculo:

$$FE_{xx} = 60 \text{ ksi}$$

$$\phi_e = 5/16 \text{ in}$$

$$l = 1 \text{ in}$$

Para la condición específica de compresión en la tabla J2.5 aplica:

$$R_n = 0.9 FE_{xx} * (\phi_e * l) = 16.875 \text{ klb} = 7.654 \text{ tonf}$$

Este dato nos indica que la resistencia por la metodología LRFD será de 7.65 tonf por cada pulgada de cordón aplicado con soldadura de diámetro 5/16, con grado 60 en condición de compresión y cumpliendo con todas las condiciones de inspección, por lo que si se requiere por ejemplo cumplir con una resistencia en compresión para 220 toneladas, será suficiente con dividir $220/7.65$ para saber que se requiere un mínimo de 29 pulgadas de cordón aplicado con todas las condiciones consideradas para cumplir con la capacidad requerida. Por ejemplo: los perfiles W con aproximadamente 77 pulgadas de perímetro aplicaría que con la soldadura todo alrededor tendría una resistencia de $77 * 7.65 = 589 \text{ tonf}$ por lo que no sería necesario aplicar en su totalidad, ni aplicar el factor por longitud β .

En cuanto a las conexiones apernadas se aplica el criterio de usar tornillos A325 - A490 de alta resistencia según la demanda, tuercas 2H y las arandelas serán F436 debidamente identificados y certificados. Todos los anteriores conocidos como elementos comunes para edificaciones “grandes”, refieren en consenso los profesionales consultados. Para los pernos de pedestal serán F1554 con característica de soldable o no, si la resistencia cumple se sugiere el uso de barras B7 que son roscadas en el total de su longitud y evitando así trabajos engorrosos en campo. Siempre se aplicarán pruebas de laboratorio para la comprobación de la resistencia de los materiales que ofrece cada proveedor. Los valores de torque serán los indicados en la tabla J13 (AISC, 2022).

Como ejemplo teórico del cálculo de la resistencia de una placa como accesorio de unión, se tiene que la distancia mínima entre tornillos será de tres veces el diámetro del tornillo y al borde del elemento dos veces, es como generalidad pudiendo tomar valores específicos de la tabla J3.1. Se supone un esfuerzo último de 60 ksi para una placa con $f_y = 36 \text{ ksi}$, de $12 \text{ in} * 1/2 \text{ in}$ a la que se le configura dos pernos de 1 in en dos filas separadas a 3 in , y a 6 in entre sí, la carga nominal por fluencia está dada como hasta ahora por:

$$\varphi P_n = \varphi f_y * A_g = 194.4 \text{ kip}$$

Si se tienen pernos de $7/8$ entonces las perforaciones (h) serán de $8/8$ o una pulgada.

Entonces se calcula el área neta para obtener el esfuerzo por ruptura:

$$A_n = A_g - A_h$$

$$A_n = 6 \text{ in} - 2(0.5 * 1) = 5 \text{ in}^2$$

Para el área efectiva se toma en valor $U=1$, de la tabla D3.5:

$$A_e = A_n * U = 5 \text{ in}^2$$

Con $\varphi=0.75$ para esta área en la curva deformación-esfuerzo, se tiene para el esfuerzo de ruptura que cumpliría la placa es:

$$\varphi P_n = f_u * A_e = 60 \text{ ksi} \cdot 5 \text{ in}^2 = 228.75 \text{ kip}$$

Para la resistencia por LRFD de los tornillos I_c es la cantidad en el perfil y t el espesor, J3-6c:

$$\varphi R_n = 1.2 \cdot I_c \cdot t \cdot f_u \cdot (\text{cantidad de unidades})$$

$$\varphi R_n = 0.75 \cdot 1.2 \cdot 2 \cdot 1/2 \text{ in}^2 \cdot 60 \text{ ksi} \cdot (4) = 216 \text{ kip}$$

Para el presupuesto se toman en consideración la diferencia entre los sistemas mencionados por conveniencia en cuanto a costos, calidad y tiempo, esto porque según el ingeniero Matews de la empresa Grupo Yeril en Costa Rica, se tiene que la consideración del uso de accesorios como

placas y tornillos para las conexiones se estima desde un 15 % del peso del grueso de la estructura metálica que son las vigas de amarre y de carga, columnas y todo lo que compone la estructura principal, explica que es la forma inicial en que se incluye en presupuestos al cliente alcanzando un 20 % según su complejidad. Se consulta también al experto en soldadura estructural Allan Acosta quien coincide en las apreciaciones acerca de las limitantes climatológicas para realizar trabajos de este tipo en campo, pero que está de acuerdo en que el tiempo aproximado para una labor específica tendrá una diferencia de 1.5 veces del estimado para hacerlo en el taller. Con lo anterior se verá lo más conveniente en la parte de presupuesto.

Fundaciones

Con las secciones elegidas para los elementos columnas y por su configuración, se tiene como resultado que la consideración de cimentación deberá ser en general empotrada, esto para cumplir inicialmente con la solicitud del (CSCR, 2010) en su capítulo 7, acerca de las limitaciones para comparar con el resultado de las derivas obtenidas con el apoyo del software de diseño Etabs, las que finalmente se aproximaron hasta 5 mm del δ_{max} , esto evita que se deban escoger secciones con mayor área transversal, aunque de hecho con esa condición si se requiere de mayor volumen o dimensionamiento de la cimentación para que se puedan absorber los momentos transmitidos por la estructura, no solo la carga axial y el esfuerzo cortante que es mínimo en estos elementos.

Para el diseño se tienen conceptos básicos como que lo ideal es que las placas aisladas no trabajen con aros de cortante, para ello se debe garantizar que el cortante del concreto sea superior al cortante último que se genera para los estados límite, de los que se tienen las ecuaciones 22.6.5.2 específicas para miembros sin refuerzo de cortante:

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

- El recubrimiento para las placas base según la tabla 20.5.1.3.1 será para elementos en contacto con el suelo de 75 mm
- Se propone que deberá contar con la capa de lastre compactado mayor a 30 cm
- Un sello de concreto pobre superior a $f'c = 100$
- De ser posible se usa un plástico de recubrimiento perimetral a la placa
- La cuantía mín. de acero por temperatura $\rho = 0.002$ (Mc Cormac & Brown, 2011) 4.7
- La condición sin excentricidad se da cuando se hace una conexión para un pedestal de acero o conexión de tipo articulada que garantice que el momento es cero. Esto, para la estructura de concreto es idealmente imposible porque siempre se generan momentos asociados al empotramiento como tal:

- Para verificar el caso de cálculo se verifica con la tabla 4.2.3 (CCCR, 2008)

Teóricamente se propone un $q_{admissible} = 12 \text{ ton}/\text{m}^2$ a profundidad superior a 5 m.

Del modelo se tiene el $P_u = 238 \text{ tonf}$, $M_{u_x} = 3.02 \text{ tonf}/\text{m}$, $M_{u_y} = 6.45 \text{ tonf}/\text{m}$

Para generar el diseño de la fundación, inicialmente se considerará una placa aislada de tipo rectangular de base L por longitud B:

Tabla 17, cargas generadas en el modelo

FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
237.4851	3.0162	6.4473

Como una manera de alcanzar el predimensionado de la longitud B se presume que el esfuerzo admisible estará dado por la carga axial sobre el área que se supone cuadrada y en este caso será $B=L$, con una media de 0.55 m según la dimensión de la columna:

$$q_{adm} = \frac{P_u}{A_{mín}}$$

$$B = \sqrt{A_{mín}} = \sqrt{238 \text{ tonf} / 12 \text{ ton/m}^2} = 4.46 \text{ m}^2$$

Despejando la ecuación cuadrática se tiene que $B = 4.46 \text{ m}$ como valor medio a los lados de la columna que se incluye en el modelo de $0.6 \text{ m} * 0.5 \text{ m}$ inicialmente, por lo que con el valor de la longitud B se propone que la base L será interpolando proporcionalmente un 83.34 % de esta:

$$\frac{B}{0.6 \text{ m}} = \frac{4.46 \text{ m}}{0.55 \text{ m}} = \frac{L}{0.5 \text{ m}} = B = 4.87 \text{ m y } L = 4.05 \text{ m}$$

Excentricidades de la placa:

$$exc_x = \frac{M_{u_x}}{P_u} = 0.013 \text{ m}$$

$$exc_y = \frac{M_{u_y}}{P_u} = 0.027 \text{ m}$$

Revisión de la base de la placa por presiones de contacto en el terreno.

Para la distribución de presiones en forma trapezoidal, la cual aplica para este caso por cumplirse que es un elemento en posición centroidal en compresión, donde $exc_y \leq B/6$ y que $exc_x \leq L/6$

Lo que indica que la excentricidad no es crítica. Se tiene entonces para las cargas máxima y mínima en 4.2.3, de forma ideal para el elemento con cargas excéntricas, la ecuación 4.6 de (CCCR, 2008):

$$q_{\frac{máx}{mín}} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6exc_y}{B} \pm \frac{6exc_x}{L} \right)$$

En el que:

- $A =$ área de la placa en m^2

- $q_{m\acute{a}x} q_{m\acute{i}n}$ = la presi3n en [kPa]
- P = La carga axial en kN

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{2117.353}{19.9} \left(1 + \frac{0.162}{4.87} + \frac{0.078}{4.05} \right) = 111.99 \text{ kPa} = 11.42 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{m\acute{i}n} = \frac{2117.353}{19.9} \left(1 - \frac{0.162}{4.87} - \frac{0.078}{4.05} \right) = 100.81 \text{ kPa} = 10.28 \text{ ton/m}^2$$

Seg3n la tabla 13.1 de (CSCR, 2010) $q_u \leq \varphi \cdot FS \cdot q_{admisible}$

Como se tiene que $q_{m\acute{i}n}/q_{m\acute{a}x} = 0.9\%$, entonces $\varphi = 0.65$ porque tiene todas las combinaciones.

Del q_u se puede extraer del $q_{admisible}$ porque seg3n el (CCCR, 2008) en 3.4.1.2 y con el valor de la tabla 3.2 por factores tradicionales $FS = 2$:

$$q_u = \varphi \cdot q_{admisible} \cdot FS = 15.6 \text{ ton/m}^2$$

Se cumple entonces que $11.42 \text{ ton/m}^2 < 15.6 \text{ ton/m}^2 > 12 \text{ ton/m}^2$

Lo anterior indica que las dimensiones de la placa si cumple para la demanda por todas las combinaciones.

El cortante por las propiedades del concreto

Usando el mismo valor de resistencia del concreto de $f'_c = 350$ y el $\varphi = 0.75$

Se despeja el valor de la carga 3ltima por las propiedades del concreto, se tiene que:

$$\varphi V_c = \varphi 0.53 \sqrt{f'_c} = 7.44 \text{ kg/cm}^2 = 82.012 \text{ tonf/m}^2$$

Y se debe cumplir que este sea superior al q_{adm} por demanda

$$q_u = 15.06 \text{ tonf/m}^2 < \varphi V_c = 82.012 \text{ tonf/m}^2$$

Por lo que hasta ahora si cumple.

Para calcular el peralte de la placa por el material, pero también por demanda, se emplea la siguiente ecuación tomada del profesor Lincoln Sánchez (Diseño estructural):

$$P^2 \left(\phi V_c + \frac{q_u}{4} \right) + P \left(\phi V_c + \frac{q_u}{2} \right) w - (B^2 - w^2) \cdot \frac{q_u}{4} = 0$$

$$P^2 \left(82.012 + \frac{15.06}{4} \right) + P \left(82.012 + \frac{15.06}{2} \right) 0.6 - (4.87^2 - 0.6^2) \cdot \frac{15.06}{4} = 0.75 \text{ m}$$

La revisión del cortante en una dirección se realiza con la siguiente:

$$V_{1dir} = \left(B * \frac{[B - w]}{2} - d \right) q_u > \phi V_c$$

Para d , si el peralte es 0.75 m menos el recubrimiento, su valor será 0.675 m:

$$V_{1dir} = \left(4.87 \text{ m} * \frac{[4.87 \text{ m} - 0.6 \text{ m}]}{2} - 0.675 \text{ m} \right) 15.06 \text{ tonf}/\text{m}^2 = 146.42 \text{ tonf} > \phi V_c$$

Por el V_c en una dirección por el (ACI 318, 2019):

$$V_c = \phi V_c \cdot B \cdot d = 202.2 \text{ tonf}$$

Como $V_c > V_{1dir}$ se dice que si cumple el cortante en una dirección.

Revisión de cortante en dos direcciones Ej. 17.2 (Mc Cormac & Brown, 2011)

$$V_{u2dir} = P_u - [(w + d)^2 q_u] = 213.51 \text{ tonf}$$

Con lo anterior dice que rige el cortante en dos direcciones

Para el factor modificador del tamaño, el valor de Lambda se determina en 22.5.5.1.3 y se sustituye el valor d en centímetros en la ecuación 23.4.4.1. (ACI 318, 2019):

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04d}} = 1.39 \text{ se usa } = 1.0$$

Para el factor modificador del concreto con densidad regular se tiene que $\lambda = 1$

Y la relación entre el lado largo y el lado corto de la columna es $\beta = 1.2$

Según 22.6.5.3, a_s es igual a 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas esquineras.

Aplicando la metodología LRFD con $\phi = 0.75$ y multiplicando por el área perimetral de cortante que está dada por:

$$\text{Perímetro} = b_o = 4(w + d) = 5.1 \text{ m} \quad \text{y} \quad \text{Área del Per. efectivo} = 4d(w + d) = 3.44 \text{ m}^2$$

Se tiene para los estados límite del cortante en dos direcciones, que será el menor comparado con las ecuaciones de la tabla 22.6.5.2 del (ACI 318, 2019):

$$V_{c_a} = \phi 1.1 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} * A_p = 170.9 \text{ tonf/m}^2 * 3.44 \text{ m}^2 = 585.1 \text{ tonf}$$

$$V_{c_b} = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} * A_p = 218.6 \text{ tonf/m}^2 * 3.44 \text{ m}^2 = 752 \text{ tonf}$$

$$V_{c_c} = \phi 0.27 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} * A_p = 304.57 \text{ tonf/m}^2 * 3.44 \text{ m}^2 = 1047 \text{ tonf}$$

Por cumplirse que $\phi V_{c_a} > V_{u_{2dir}}$ entonces si cumple por cortante en dos direcciones y rige el menor de los cuatro.

Diseño de la placa por flexión

Estimación de la reacción del suelo $q_u = 12 \text{ tonf/m}^2$

Con la fórmula ya simplificada para momento:

$$M_u = q_u / 2 \left(B - d/2\right)^2 = 105.35 \text{ tonf/m}$$

Para el diseño en flexión se tiene que $\phi = 0.9$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y $b = 100 \text{ cm}$ y se aplicarán para encontrar el área de acero como incógnita en la ecuación 16.12 (McCormac & Brown, 2011):

$$\phi M_n = \phi A_{s_{req}} f_y \left(d - \frac{\left(A_{s_{req}} f_y / 0.85 f'_c \cdot b \right)}{2} \right) = 47.53 \text{ cm}^2/m$$

Este resultado contra el área de acero por cambio volumétrico o por temperatura que es:

$$A_{s_{temp}} = 0.002bd = 10.9 \text{ cm}^2/m$$

Se cumple entonces que por $A_{s_{req}} > A_{s_{temp}}$ el que rige será el acero requerido.

Para la separación entre varillas si se elige del #10, que tienen un área de 8.17 cm^2 se aplica que:

$$S = \frac{A_{s_{varilla}}}{A_{s_{requerido}}} = 0.17m$$

Se propone para la fundación doble malla #10 grado 60 @ 17 cm

Y sus dimensiones serán $4.9m * 4.1m * 0.8m$, en concreto $f'_c 350 \text{ kg/cm}^2$

Como los ejemplos anteriores se muestra el procedimiento, pero las iteraciones se realizarán de forma automatizada en una memoria de Excel, los resultados solamente se indicarán en los presupuestos para maximizar el tiempo.

Diseño de la estructura de concreto reforzado

Diseño de vigas de carga en concreto

Se propone una sección de 50 cm por 25 cm para la demostración del procedimiento, basado en los textos que sugieren para el peralte $h = l/10$ y para el ancho $d/2$ (Jiménez, 2023), esto puede cambiar en iteraciones posteriores mostrando los elementos finales en la presentación y evaluación de los presupuestos, el autor cita las dimensiones mínimas según ACI y otros.

Por el momento resistente nominal de una viga rectangular doblemente armada, según (González Cuevas & Robles Fernández, 2005) se tiene la ecuación 2 (p. 101):

$$\varphi M_n = \varphi A_s f_y \left(d - \frac{(A_s f_y / 0.85 f'_c \cdot b)}{2} \right)$$

Dice el (CSCR, 2010) cap. 8.2.3 que el acero mínimo debe ser el mayor entre las siguientes que dependen de la geometría del elemento y la fluencia del acero:

$$\left(14 / f_y \right) b_w d \text{ cm}^2 = \frac{14 \cdot 25 \cdot 45}{4200} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\left(0.8 \sqrt{f'_c} / f_y \right) b_w d \text{ cm}^2 = \frac{0.8 \sqrt{350} \cdot 25 \cdot 45}{4200} = 3.99 \text{ cm}^2$$

La propuesta de acero mínimo son dos varillas #5 con 4 cm^2 :

$$\varphi M_n = 0.9 \cdot 3.96 \cdot 4200 \left(45 - \frac{(3.96 \cdot 4200 / 0.85 \cdot 350 \cdot 25)}{2} \right) = 6.57 \text{ tonf/m}$$

Para despejar el acero de diseño se tiene del análisis estructural del modelado en Etabs, que el momento crítico de diseño es $12.2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}$ y se usa la ecuación inicial #2 (p.101), aplica para encontrar un área de acero de diseño:

$$12.2 \cdot 10^5 = 0.9 \cdot A_s \cdot 4200 \left(45 - \frac{(A_s \cdot 4200 / 0.85 \cdot 350 \cdot 25)}{2} \right) = 7.528 \text{ cm}^2$$

La propuesta de acero de diseño es, dos varilla #6 y una varilla #5 para un $A_s = 7.71 \text{ cm}^2$ en términos comerciales y con la misma ecuación se revisa el momento nominal para este acero:

$$\varphi M_n = 0.9 \cdot 7.71 \cdot 4200 \left(45 - \frac{(7.71 \cdot 4200 / 0.85 \cdot 350 \cdot 25)}{2} \right) = 12.48 \text{ tonf/m}$$

En resumen el área de acero propuesta será de dos varillas #5 en la zona de compresión y dos varilla #6 más una varilla #5 para la zona transversal de tensión.

La revisión del porcentaje de acero según (Mc Cormac & Brown, 2011):

$$\rho = A_s / b \cdot d = 7.71 \text{ cm}^2 / 1125 \text{ cm}^2 = 0.007 < 0.025$$

Según la razón de esfuerzo máximo por el (CSCR, 2010) 8.2.2, ρ no debe exceder 0.025 por lo tanto si cumple. El código ACI en su sección 21.2.2 establece que los miembros cuyas deformaciones unitarias calculadas en tensión son iguales o mayores que $\varepsilon_c \geq 0.005$ al mismo tiempo que la deformación unitaria en el concreto es 0.003 se denominan secciones controladas por tensión, entonces se establece el procedimiento y se aplican los datos para el despeje de las siguientes fórmulas en la memoria de Excel:

$$A_s = \frac{\varepsilon_c(d - c)}{c}$$

$$c = \alpha / \beta_1$$

$$a = \frac{f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b_w}$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 \text{ si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.85 - \frac{f'_c - 280}{70} * 0.05 \text{ si } 280 < f'_c \leq 560 \\ 0.65 \text{ si } f'_c > 560 \end{cases}$$

$$c/d \leq 0.375 = \text{Diseño controlado por tensión}$$

Como comprobación de que la falla sea de carácter dúctil y no frágil se tiene que para la cuantía de acero máximo en tensión, se usa la obtención de expresiones para vigas de acuerdo con el código ACI en el libro de (Mc Cormac & Brown, 2011):

Datos:	Valor	Unidades	Calculados:	Form. Conv.	Unidades	Varillas #	cm	A (cm ²)	Cantidad
f _y	60	Ksi	f _y	4200.00	kg/cm ²	3	0.9525	0.713	10.6
f _c	350	kg/cm ²	f _c	350.00	kg/cm ²	4	1.2700	1.267	5.9
b _w	25	cm	b _w	25.00	cm	5	1.5875	1.979	3.8
r	5	cm	∅	0.90		6	1.9050	2.850	2.6
h	50	cm	d	45.00	cm	7	2.2225	3.879	1.9
M _u	12.21	ton-m	M _u	1221000.00	kg-cm	8	2.5400	5.067	1.5
∅	0.9	adimensio.	a	4.25	cm	9	2.8575	6.413	1.2
e _{Cu}	0.003		A _S	7.53	cm ²	10	3.1750	7.917	1.0
E _S	2100000		ρ _{min}	0.004		11	3.4925	9.580	0.8
			A _{Smin}	4.01	cm ²		CONTROLADA POR LA TENSIÓN		
			A _S Final =	7.53	cm ²		✓		
	b ₁	0.85		f' _s	969.23		A' _S	7.5	cm ²
	b ₂	0.80		ε _y =	2.24E-02		M _{n1}	13.6	ton/m
	b ₃	0.65		c =	5.318		M _{n2}	2.9	ton/m
	b=	0.80		C/d	0.118		A _{S2}	1.7	cm ²
				d'	5		M _n	26.2	ton/m
Datos:	Valor	Unidades	Calculados:	Valor	Unidades	Acero transversal		Und	
V _u	10.1	ton	V _u	10100	kg	V _s	-1054.82		
∅	0.75		V _c	11154.82	kg	F _{yt}	4200.00	kg	
d	45	mínimo=	V _s	-1054.82	kg	d	45.00	cm	
f _c	350					S _{máx}	22.50	cm	
b _w	25					A _v	-0.12557	cm ²	
						V _{S máx}	46303.01	kg	
						V _{S umbral}	23151.51	kg	
	Varilla	A transversal *2	S CALCULADA	Unidades	Tabla 18, aplicación de los cálculos para vigas de hormigón reforzado				
	#3	1.43	-255.35	cm					
	#4	2.53	-453.95	cm					
	#5	3.96	-709.30	cm					

Revisión para rótulas plásticas

Para la revisión por cortante del concreto en el área de confinamiento especial dice (ACI 318, 2019) en 8.2.6 que se usan los datos para el cálculo tomados en una distancia longitudinal $d/2$, en este caso 22.5 cm, como se ha hecho hasta ahora, se toman los datos del análisis proveniente del modelado en Etabs para el elemento más crítico, en donde se tiene que:

El cortante último por combinación de cargas $V_{ug} = 2.2 \text{ tonf}$

El cortante último de envolvente es de $V_{uenv} = 3.5 \text{ tonf}$

Y el cortante de doble curvatura (rótulas plásticas) 8.7.1 $V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L-d} + V_{ug}$

Aplica que la longitud más crítica entre las vigas de carga es de 5.15 m, con los momentos probables residuales que son:

$$M_{pr1} = 1.25 \cdot A_{sd} f_y \left(d - \frac{\left(A_{sd} f_y \cdot 1.25 / 0.85 f'_c \cdot b \right)}{2} \right) = 17.1 \text{ tonf/m}$$

$$M_{pr2} = 1.25 \cdot A_{smin} f_y \left(d - \frac{\left(A_{smin} f_y \cdot 1.25 / 0.85 f'_c \cdot b \right)}{2} \right) = 9.13 \text{ tonf/m}$$

$$V_e = \frac{17.1 + 9.13}{5.15 - 0.45} + 2.2 = 7.78 \text{ tonf}$$

$$V_{uenv} < V_e$$

Por ser mayor, rige V_e y con el dato se procede a diseñar el confinamiento especial por capacidad en cortante del concreto, donde $\varphi = 0.75$:

$$\varphi V_c = \varphi \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 8.37 \text{ tonf}$$

$$\varphi V_c > V_e$$

Como el concreto es capaz de tomar todo el cortante, entonces se diseñan los aros para confinamiento máximo, el menor de los siguientes: según (CSCR, 2010). 8.2.6.c:

- 0.25 de la dimensión $d = 45 \text{ cm} / 4 = 11.25 \text{ cm}$
- Seis veces el diámetro de la varilla menor longitudinal = $6 * 1.91 = 11.46 \text{ cm}$
- 24 veces en diámetro de la varilla transversal = $24 * 0.71 = 17.04 \text{ cm}$
- 30 centímetros

En las que rige la primera de 11.25 cm como máxima separación y la mínima que no es necesariamente menor de 10 cm dice también el código.

Si el resultado fuera lo contrario, que el cortante último sea mayor que la capacidad de cortante del concreto, entonces los aros se deberán calcular como:

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

Y la separación de diseño de los aros se despeja de la ecuación de capacidad a cortante:

$$S = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s}$$

El resultado se compara con el mismo procedimiento de separación máxima y también para el área de confinamiento no especial sin superar los 30 cm como recomienda el código:

$$V_s = \frac{V_{ug} - \phi V_c}{\phi}$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 10.1 = 7.575 \text{ tonf}$$

$$V_s = \frac{10.1 - 7.575}{0.75} = 3.37 \text{ tonf}$$

$$S = \frac{5.08 \cdot 4200 \cdot 45}{3370} = 284 \text{ cm}$$

Como evidentemente no cumple con separaciones máximas se aplica la máxima permitida de 20 cm o $d/2=22.5$ cm, por lo tanto rige $S=20$ cm para la zona no especial de confinamiento:

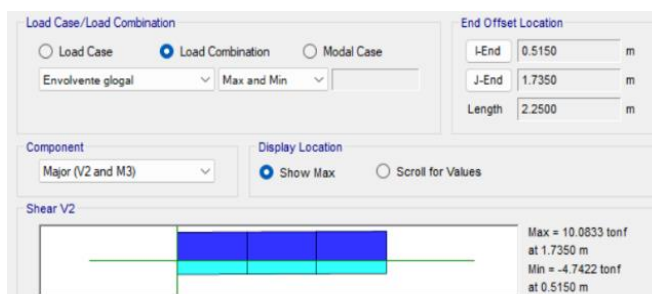
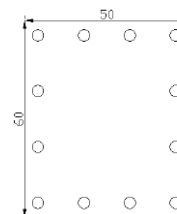


Ilustración 14, esfuerzos de cortante tomados del modelo en Etabs

Columnas de concreto vertido en sitio

El método de diseño de elementos verticales de concreto armado que se implementa para este trabajo es por flexo-compresión o con el diagrama de interacción. Se inicia por suponer una sección y el estimado de la cuantía del refuerzo de acero correspondiente, sin exceder los parámetros de relación de áreas. Para definir los puntos del diagrama correspondiente a la sección escogida y junto con las variables del f'_c , el f_y y el φ para continuar con la metodología LRFD, mediante un proceso iterativo se analizan los diferentes puntos dentro de las características de la geometría de la sección, se asignan valores de carga y se estiman los brazos de palanca desde el eje neutro escogido para el momento hasta generar uniformemente la envolvente dentro de la que se estimarán las cargas mayoradas y su deflexión. Los puntos para crear el diagrama de interacción serán en las zonas frágil, balanceada y dúctil, cada uno corresponde a puntos estratégicos, pero tan continuos como se desee en la longitud h del elemento, del que se calculan las cargas y los momentos para la cantidad de capas horizontales

en las que actúe el acero y también de la fibra más extrema en compresión para el concreto. Este es fundamental para asegurar que la columna cumpla con los requisitos de resistencia y ductilidad. Por ser de carácter intrínseco



según sus propiedades de área y grado de resistencia de los materiales, se realizará el procedimiento solamente para una sección teórica de 50*60 cm y luego se automatizará en una tabla básica de Excel por practicidad y así analizar rápidamente las secciones deseadas en un plano bidimensional como comprobación del procedimiento, se establece el diseño y se obtienen los puntos generados por el modelo del elemento de concreto para ser graficados en Excel y se

comprueba la cantidad de elementos verticales dentro del diagrama y se concluye con el análisis de flexión biaxial o diagrama de interacción en 3D generado con el uso del software Etabs.

Datos escogidos y ecuaciones tomadas de (ACI 318, 2019):

- $f_y = \text{grado } 60\text{ksi} * 70 = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- $\phi \text{ columnas} = 0.65$
- $\phi \text{ tensión} = 0.9$
- Sección de 60 cm * 50 cm
- $A_s = 10.07 \text{ cm}^2$ para la varilla #11 según anexo 5 de manual de PC.

Tabla 19, cargas generadas en el modelo

FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
297.5051	11.5232	12.2283

Para un predimensionamiento de la sección y su correspondiente área de acero se hace un supuesto sobre la carga axial conocida de la estructura de acero que son aproximadamente 239 toneladas en la columna más crítica y sabiendo que por definición el concreto resulta mucho más voluminoso que el acero para una misma capacidad de cargas, por ende el peso propio de la estructura en concreto resultará notablemente mayor, por lo que caprichosamente se estimará en 400 toneladas un valor de predimensionamiento.

Teniendo los datos para despejar el área del acero en la ecuación entonces se aplica:

$$P_n = 0.85f'_c A_g + A_s f_y$$

$$A_s = \frac{P_n - 0.85f'_c A_g}{f_y} = \frac{400000 \text{ kg} - 0.85 * 350 \text{ kg/cm}^2 * 3000 \text{ cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = |117.26| \text{ cm}^2$$

Para la verificación de la cantidad mínima de acero se tiene entonces que:

$$\frac{117.26 \text{ cm}^2}{3000 \text{ cm}^2} * 100 = 3.91 \%$$

Resultado aceptable porque cumple con el área mínima de acero para columnas que es de un 1 % y no llega al máximo sugerido de un 8 % (ACI 318, 2019) 10.6.1.1, aunque el expertis de los profesionales consultados sugiere que más de un 4% genera inconvenientes en los procesos constructivos.

Se proponen 12 varillas #11 para un total de 120.84 cm², para un 4 %, dato que cambiará según los requerimientos conforme avanza el diseño.

La deformación conocida del concreto en tensión es $\varepsilon_c = 0.003$ (ACI 318, 2019)

Mientras que la deformación del acero en el punto de fluencia es según su grado (AISC, 2022):

$$\varepsilon_y = \frac{f_s}{E_s} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2} = 0.002$$

Demuestra teóricamente que en tensión el acero seleccionado fluye antes que el concreto.

Diseño por confinamiento

Para los elementos sometidos a flexo-compresión se tiene que se les dará una longitud de confinamiento especial según el inciso 8.3.4. de (CSCR, 2010). Esta longitud estará dada por el mayor valor obtenido de entre las tres siguientes consideraciones:

- I. Una sexta parte de la altura libre del elemento $2.38 \text{ m}/6 = 0.4 \text{ m}$
- II. La máxima dimensión en su sección transversal $60 \text{ cm} = 0.6 \text{ m}$
- III. $45 \text{ cm} = 0.45 \text{ m}$

Entonces el valor L será 0.6 m de confinamiento especial en los extremos de la columna.

Por el área de acero mínima para los elementos de refuerzo rectangulares se tiene:

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

- S que es la separación entre aros que no será menor a 10 cm ni mayor que 15 cm.
- h_c que es el ancho total entre centroides del refuerzo externo.

$$h_c = 40 \text{ cm} - 1.27 \text{ cm} = 38.73 \text{ cm}$$

- A_g es el área total del elemento 3000 cm^2
- A_c es el área medida dentro del refuerzo externo. $A_c = 37.46 * 47.46 = 1777.85 \text{ cm}^2$

Y el área mínima de refuerzo en el área especial será el mayor valor obtenido entre las siguientes:

$$A_{sh} = \frac{0.3 * S * h_c * f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = \frac{0.3 * 10 * 38.73 * 350}{4200} \left(\frac{3000}{1777.85} \right) = 6.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 * S * h_c * f'_c}{f_{yh}} = 2.9$$

Teniendo aros #4 externos para la configuración de la canasta de acero de refuerzo para los elementos de concreto y también aros #4 centrales en ambos sentidos, esto indica que el área de cortante de este acero será $A_v = 6 * (1.27) = 7.62 \text{ cm}^2$ o seis veces el área de la varilla #4 en cualquiera de las dos direcciones.

La separación máxima entre aros en la longitud de la columna está dada por el menor de los siguientes valores (8.2.6d):

- 0.25 de la dimensión mínima de la sección. $0.25 * 50 \text{ cm} = 12.5 \text{ cm}$
- 6 veces el diámetro de la barra de menor diámetro. $6 * 2.54 \text{ cm} = 15.24 \text{ cm}$

Con el valor de h_x como la menor distancia encontrada entre los aros cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios ecuación (8.5):

$$S_o = 10 - \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) = 10 - \left(\frac{35 - 8}{3} \right) = 19 \text{ cm}$$

La distancia máxima entre aros cerrados para la longitud de confinamiento especial es de 12.5 cm y para la región excluida se duplica la distancia en 25 cm o hasta $d/2$. (8.2.6d)

Revisión por cortante para columnas de concreto

La fórmula que proporciona (González Cuevas & Robles Fernández, 2005) relacionada con la resistencia al cortante para un elemento con estribos perpendiculares al refuerzo longitudinal para el confinamiento del concreto, se tiene que:

- V_n representa la resistencia nominal al cortante del elemento.
- A_v corresponde al área transversal del refuerzo de acero (como estribos o ganchos de corte).
- f_{yt} denota el límite elástico del material de refuerzo.
- d representa el canto efectivo de la sección. Esta se mide desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción.
- s es la distancia medida entre aros de refuerzo; este garantiza una distribución efectiva de las fuerzas cortantes y evita fallas frágiles:

$$V_n = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} + 0.75 * 0.53 \sqrt{f'_c} b * d$$

$$V_n = \frac{6.66 * 4200 * 55}{12.5} + 0.75 * 0.53 \sqrt{350} 50 * 55 = 143.53 \text{ tonf}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_n > V_u$$

Del modelo se tiene la demanda crítica por cortante de 9 tonf aproximadamente:

$$107.65 \text{ tonf} > V_u$$

Por lo tanto por cortante si cumple.

Diagrama de interacción para diseño en flexo-compresión

Se desarrolla el diagrama con la teoría mencionada al inicio de esta sección.

Primer punto. En compresión pura:

$$P_n = 0.85f'_c A_g + A_s f_y$$

$$P_n = 0.85 * 350 \text{ kg/cm}^2 * 2879.16 \text{ cm}^2 + 120.84 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 1364.08 \text{ tonf}$$

$$M_1 = 0$$

Segundo punto. En tensión pura:

El aporte del concreto en tensión es despreciable porque se acerca a cero, entonces:

$$P_n = 0.003 + A_s f_y$$

$$P_n = 0.003 + 120.84 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = -507.528 \text{ tonf}$$

Negativo por estar en tensión:

$$M_2 = 0$$

Tercer punto. La falla balanceada, cerca del eje neutro.

En donde d = longitud menos el recubrimiento (r):

$$\frac{c}{0.003} = \frac{d}{0.003 + 0.002}$$

$$c = 33.3 \text{ cm}$$

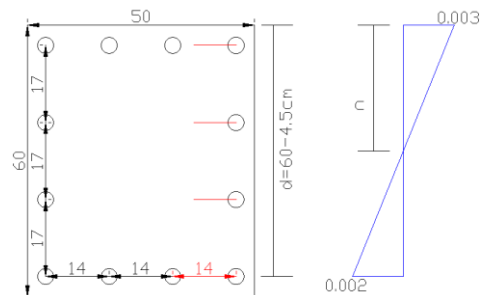


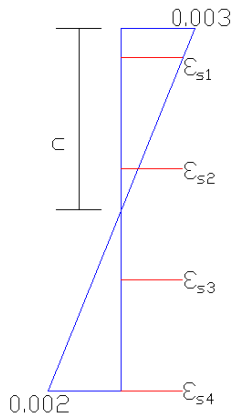
Ilustración 15, ejemplo de punto para diagrama de interacción

Lo anterior quiere decir que se tienen 22.2 cm en el área de tensión; el punto c es el punto neutro y escogido desde el que se consideran los esfuerzos y los momentos para la sumatoria que al final definirá el punto para la envolvente del diagrama de interacción. La importancia de lo mencionado radica en que según el área en la que se encuentra la capa en estudio, será el valor de

φ que define el valor nominal de la carga en cada punto considerado. Las capas están señaladas con ejes rojos en cada diagrama.

Los valores se calculan por medio del ejercicio de triángulos semejantes.

Capa 1 del tercer punto:



$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{s1}}{c - r} = \frac{0.003}{c} = 0.0026$$

Como el acero si fluye en la capa cuatro entonces el $f_s = f_y$ y la resistencia en dicho punto será 4200 kg/cm^2 , la carga es:

$$P_{acero1} = A_{s1}f_{s1} = 40.28 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 169.176 \text{ tonf}$$

Diagrama 1, punto 3
para diagrama de
interacción

y el momento por el brazo de palanca que es:

$$M_1 = 169.176 \text{ tonf} * (c - r) = 48.72 \text{ tonf/m}$$

Capa 2 del tercer punto:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{s2}}{c - (r + 17 \text{ cm})} = \frac{0.003}{c} = 0.0011$$

Como el acero no fluye en esta capa para encontrar el valor de f_s se multiplica el valor de la deformación obtenido por el módulo elástico del material:

$$f_s = 0.0011 * 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 2310 \text{ kg/cm}^2$$

Por el valor de la carga:

$$P_{acero2} = A_{s2}f_{s2} = 20.14 \text{ cm}^2 * 2310 \text{ kg/cm}^2 = 46.52 \text{ tonf}$$

Para el momento:

$$M_2 = 46.52 \text{ tonf} * (c - (r + 17 \text{ cm})) = 5.49 \text{ tonf/m}$$

Capa 3 del tercer punto:

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{s3}}{d - c - 17\text{cm}} = \frac{0.002}{d - c} = 0.00047$$

Como el acero no fluye en esta capa para encontrar el valor de f_s se multiplica el valor de la deformación obtenido por el módulo elástico del material:

$$f_s = 0.00047 * 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 983.8 \text{ kg/cm}^2$$

Para la carga en este punto:

$$P_{acero3} = A_{s3}f_{s3} = 20.14 \text{ cm}^2 * 983.8 \text{ kg/cm}^2 = 19.81 \text{ tonf}$$

Para el momento se tiene:

$$M_3 = 19.81 \text{ tonf} * (d - c - 17\text{cm}) = 1.03 \text{ tonf/m}$$

Capa 4 del tercer punto. Para la falla balanceada se tiene inicialmente que el acero está en su punto de fluencia, entonces el $f_s = f_y$, la resistencia en el punto será 4200 kg/cm^2 , la carga es:

$$P_{acero4} = A_{s4}f_{s4} = 40.28 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 169.176 \text{ tonf}$$

y el momento por el brazo de palanca que es:

$$M_4 = 169.176 \text{ tonf} * (c - r) = 48.72 \text{ tonf/m}$$

Capa del concreto del tercer punto. Se tiene que:

$$\text{Concreto} = 0.85 f'_c * a * b \text{ en donde } a = 0.85 * c$$

$$\text{Concreto}_3 = 0.85 f'_c * (0.85 * c) * b = 421.04 \text{ tonf}$$

El momento para el concreto está dado por el brazo $(c - (a/2))$:

$$M_c = 421.04 \text{ tonf} * \left(0.333 \text{ m} - \left(0.85 * 0.333 \text{ m}/2\right)\right) = 80.6 \text{ tonf/m}$$

	Carga (P)	33.3	Momento	
Capa 1	169.176	Compresión	48.72	
Capa 2	46.52	Compresión	5.49	
Capa 3	19.81	Tensión	1.03	
Capa 4	169.76	Tensión	48.72	
Concreto	421.04	Compresión	80.6	
$\Sigma =$	447.166	Punto 3	85.06	Compresión $\varphi=0.65$

Tabla 20, punto 3 para diagrama de interacción

Cuarto punto. Del lado de la tensión, cercano a la flexión pura.

Debe ser un punto menor al valor de c encontrado anteriormente, por lo que se escoge un nuevo c de 15 cm. Se busca primero el valor de ε_s con los mismos procedimientos anteriores por medio de triángulos semejantes.

Capa 1 del cuarto punto:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_s}{c - r} = \frac{0.003}{c} = 0.0021$$

Como el acero si fluye en la capa uno antes que el concreto entonces el $f_s = f_y$ entonces la resistencia en dicho punto será 4200 kg/cm^2

Para la carga se tiene que:

$$P_{acero1} = A_{s1} f_{s1} = 40.28 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 169.176 \text{ tonf}$$

y el momento por el brazo de palanca que es:

$$M_1 = 169.176 \text{ tonf} * (c - r) = 17.76 \text{ tonf/m}$$

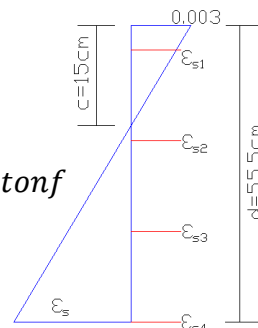


Diagrama 2, punto 4 para diagrama de interacción

Capa 2 del cuarto punto:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_s}{d - c - 17 * 2} = \frac{0.003}{c} = 0.0013$$

Como el acero no fluye en esta capa, para encontrar el valor de f_s se multiplica el valor de la deformación obtenido por el módulo elástico del material:

$$f_s = 0.0013 * 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 2730 \text{ kg/cm}^2$$

Y se puede comprobar con la siguiente:

$$4200 \text{ kg/cm}^2 * \frac{0.0013}{0.002} = 2730 \text{ kg/cm}^2$$

Para la carga se tiene que:

$$P_{acero2} = A_{s2} f_{s2} = 20.14 \text{ cm}^2 * 2730 \text{ kg/cm}^2 = 54.98 \text{ tonf}$$

Y para el momento por el brazo de palanca que es:

$$M_2 = 54.98 \text{ tonf} * (d - c - 17 * 2) = 3.57 \text{ tonf/m}$$

Capa 3 del cuarto punto:

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{s3}}{(d - c - 17)} = \frac{\varepsilon_{s4}}{d - c} = 0.0047$$

Como el acero si fluye en la capa uno antes que el concreto entonces el $f_s = f_y$ la resistencia en dicho punto será 4200 kg/cm^2 :

$$f_s = 0.0047 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 19.74 \text{ kg/cm}^2$$

Para la carga se tiene que:

$$P_{acero3} = A_{s3} f_{s3} = 20.14 \text{ cm}^2 * 19.74 \text{ kg/cm}^2 = 0.4 \text{ tonf}$$

Y para el momento que es:

$$M_3 = 0.4 \text{ tonf} * (d - c - 17) = 0.094 \text{ tonf/m}$$

Capa 4 del cuarto punto:

$$\varepsilon_{s4} = \frac{\varepsilon_{s4}}{d - c} = \frac{0.003}{c} = 0.0081$$

Como el acero si fluye en la capa cuatro entonces el $f_s = f_y$, la resistencia en dicho punto será 4200 kg/cm^2 :

$$P_{acero4} = A_{s4} f_{s4} = 40.28 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 169.176 \text{ tonf}$$

y el momento por el brazo de palanca que es:

$$M_4 = 169.176 \text{ tonf} * (d - c) = 68.5 \text{ tonf/m}$$

Capa del concreto del tercer punto:

Se tiene que: $\text{Concreto} = 0.85 f'_c * a * b$ en donde $a = 0.85 * c$:

$$\text{Concreto}_4 = 0.85 f'_c * (0.85 * c) * b = 189.66 \text{ tonf}$$

El momento para el concreto está dado por el brazo $(c - (a/2))$:

$$M_c = 189.66 \text{ tonf} * \left(0.15 \text{ m} - \left(0.85 * 0.15 \text{ m} / 2\right)\right) = 16.36 \text{ tonf/m}$$

	Carga (P)	15	Momento	
Capa 1	169.176	Compresión	17.76	
Capa 2	54.98	Tensión	3.57	
Capa 3	0.4	Tensión	0.094	
Capa 4	169.17	Tensión	68.5	
Concreto	189.66	Compresión	16.36	
$\Sigma =$	134.286	Punto 4	-38.044	Tensión $\varphi=0.9$

Tabla 21, punto 4 para diagrama de interacción

Quinto punto. Debe ser un punto en transición cercano a la falla balanceada, se calcula un punto en tensión menor a la falla balanceada por lo que se escoge un nuevo c de 29 cm y en transición o sea con $0.65 < \varphi < 0.9$, para el que se tiene que:

$$\varphi = \frac{0.005 - f_y/E}{\varepsilon_s - f_y/E} = \frac{0.9 - 0.65}{\varphi - 0.65}$$

$$\varphi = \frac{0.005 - 0.002}{0.0027 - 0.002} = \frac{0.9 - 0.65}{\varphi - 0.65} = 0.71$$

Capa 1 del quinto punto:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{s1}}{c - r} = \frac{0.003}{c} = 0.0025$$

Como el acero si fluye en la capa uno antes que el concreto entonces el $f_s = f_y$ entonces la resistencia en dicho punto será 4200 kg/cm^2 .

Para la carga se tiene que:

$$P_{acero1} = A_{s1}f_{s1} = 40.28 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 169.176 \text{ tonf}$$

y el momento por el brazo de palanca que es:

$$M_1 = 169.176 \text{ tonf} * (c - r) = 41.45 \text{ tonf/m}$$

Capa 2 del quinto punto:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{s2}}{c - r - 17} = \frac{0.003}{c} = 0.00078$$

Como el acero no fluye en esta capa para encontrar el valor de f_s multiplicamos el valor de la deformación obtenido por el módulo elástico del material:

$$f_s = 0.00078 * 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 1629 \text{ kg/cm}^2$$

Y se puede comprobar con: $4200 \text{ kg/cm}^2 * \frac{0.00078}{0.002} = 1629 \text{ kg/cm}^2$

Para la carga se tiene que:

$$P_{acero2} = A_{s2}f_{s2} = 20.14 \text{ cm}^2 * 1629 \text{ kg/cm}^2 = 33 \text{ tonf}$$

Y para el momento que es:

$$M_2 = 33 \text{ tonf} * (c - r - 17) = 2.475 \text{ tonf/m}$$

Capa 3 del quinto punto:

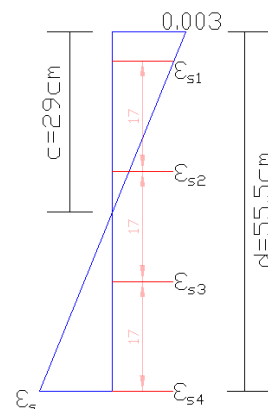


Diagrama 3, punto 5 para diagrama de interacción

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{s3}}{(d - c - 17)} = \frac{\varepsilon_{s4}}{d - c} = 0.00097$$

Como el acero no fluye en esta capa para encontrar el valor de f_s se multiplica el valor de la deformación obtenido por el módulo elástico del material:

$$f_s = 0.00097 * 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 2037 \text{ kg/cm}^2$$

La carga en la capa tres es:

$$P_{acero3} = A_{s3} f_{s3} = 20.14 \text{ cm}^2 * 2037 \text{ kg/cm}^2 = 41.03 \text{ tonf}$$

Por el momento se tiene que:

$$M_3 = 41.03 \text{ tonf} * (d - c - 17) = 3.89 \text{ tonf/m}$$

Capa 4 del quinto punto. Se busca el valor de ε_s con los mismos procedimientos anteriores por medio de triángulos semejantes:

$$\varepsilon_{s4} = \frac{\varepsilon_s}{d - c} = \frac{0.003}{c} = 0.0027$$

Como el acero si fluye en la capa uno antes que el concreto entonces el $f_s = f_y$ entonces la resistencia en dicho punto será $\varepsilon_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

La carga en esta capa está dada por:

$$P_{acero4} = A_{s4} f_{s4} = 40.28 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 169.176 \text{ tonf}$$

y por el brazo de palanca que es el momento desde el eje neutro:

$$M_4 = 169.176 \text{ tonf} * (d - c) = 44.83 \text{ tonf/m}$$

Capa del concreto del quinto punto:

Se tiene que: $\text{Concreto} = 0.85 f'_c * a * b$ en donde $a = 0.85 * c$

$$Concreto_5 = 0.85 f'_c * (0.85 * c) * b = 366.67 \text{ tonf}$$

El momento para el concreto está dado por el brazo $(c - (a/2))$

$$M_c = 366.67 \text{ tonf} * \left(0.29 \text{ m} - \left(0.85 * 0.29 \text{ m}/2\right)\right) = 61.14 \text{ tonf}/\text{m}$$

	Carga (P)	29	Momento	
Capa 1	169.176	Compresión	41.45	
Capa 2	33	Compresión	2.475	
Capa 3	41.03	Tensión	3.89	
Capa 4	169.176	Tensión	44.83	
Concreto	366.67	Compresión	61.14	
$\Sigma =$	358.64	Punto 5	56.345	Transición $\varphi=0.71$

Tabla 22, punto 5 para diagrama de interacción

Sexto punto. Debe ser un punto del lado de la compresión, mayor al punto de falla balanceada y al valor original de c del que se tenía 33.3 cm, por lo que se escoge un nuevo c de 50 cm.

Capa 1 del sexto punto:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{s1}}{c - r} = \frac{0.003}{c} = 0.0027$$

Como el acero si fluye en la capa uno antes que el concreto entonces el $f_s = f_y$ entonces la resistencia en dicho punto será $4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Para la carga se tiene que es:

$$P_{acero1} = A_{s1} f_{s1} = 40.28 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 169.176 \text{ tonf}$$

y por el brazo de palanca que es el momento:

$$M_1 = 169.176 \text{ tonf} * (c - r) = 76.98 \text{ tonf}/\text{m}$$

Capa 2 del sexto punto:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{s2}}{17 * 2 - (d - c)} = \frac{0.003}{c} = 0.0017$$

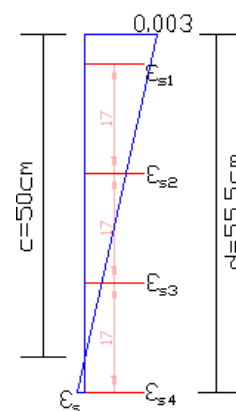


Diagrama 4, sexto punto para diagrama de interacción

Como el acero no fluye en esta capa para encontrar el valor de f_s multiplicamos el valor de la deformación obtenido por el módulo elástico del material:

$$f_s = 0.0017 * 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 3591 \text{ kg/cm}^2$$

Para la carga se tiene que es:

$$P_{acero2} = A_{s2}f_{s2} = 20.14 \text{ cm}^2 * 3591 \text{ kg/cm}^2 = 72.32 \text{ tonf}$$

Para el momento en la capa dos:

$$M_2 = 72.32 \text{ tonf} * (17 * 2 - (d - c)) = 20.61 \text{ tonf/m}$$

Capa 3 del sexto punto:

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{s3}}{(17 - (d - c))} = \frac{0.003}{c} = 0.0007$$

Como el acero no fluye en esta capa para encontrar el valor de f_s se multiplica el valor de la deformación obtenido por el módulo elástico del material:

$$f_s = 0.0007 * 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 1449 \text{ kg/cm}^2$$

Para la carga en la capa tres se tiene que es:

$$P_{acero3} = A_{s3}f_{s3} = 20.14 \text{ cm}^2 * 1449 \text{ kg/cm}^2 = 29.18 \text{ tonf}$$

Para el momento en la capa tres:

$$M_3 = 29.18 \text{ tonf} * (17 - (d - c)) = 3.36 \text{ tonf/m}$$

Capa 4 del sexto punto. Se busca primero el valor de ε_s con los mismos procedimientos anteriores por medio de triángulos semejantes:

$$\varepsilon_{s4} = \frac{\varepsilon_{s4}}{d - c} = \frac{0.003}{c} = 0.0003$$

Como el acero no fluye en esta capa para encontrar el valor de f_s multiplicamos el valor de la deformación obtenido por el módulo elástico del material:

$$f_s = 0.00033 * 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 693 \text{ kg/cm}^2$$

Para la carga en la capa cuatro del sexto punto:

$$P_{acero4} = A_{s4} f_{s4} = 40.28 \text{ cm}^2 * 693 \text{ kg/cm}^2 = 27.914 \text{ tonf}$$

Para el momento se tiene:

$$M_1 = 27.914 \text{ tonf} * (c - r) = 12.7 \text{ tonf/m}$$

Capa del concreto del sexto punto:

Se tiene que: $Concreto = 0.85 f'_c * a * b$ en donde $a = 0.85 * c$

$$Concreto_6 = 0.85 f'_c * (0.85 * c) * b = 632.19 \text{ tonf}$$

El momento para el concreto está dado por el brazo $(c - (a/2))$

$$M_c = 632.19 \text{ tonf} * (0.5 \text{ m} - (0.85 * 0.5 \text{ m}/2)) = 181.75 \text{ tonf/m}$$

	Carga (P)	50	Momento	
Capa 1	169.176	Compresión	76.98	
Capa 2	72.32	Compresión	20.61	
Capa 3	29.18	Compresión	3.36	
Capa 4	27.914	Tensión	12.7	
Concreto	632.19	Compresión	181.75	
$\Sigma =$	874.952	Punto 6	270	Compresión $\varphi=0.65$

Tabla 23, punto 6 para diagrama de interacción

Séptimo punto. Se escoge un nuevo eje neutro c de 40 cm, para enriquecer el diagrama, los demás procedimientos se consideran de la misma manera.

Capa 1 del séptimo punto:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{s1}}{c - r} = \frac{0.003}{c} = 0.0027$$

Como el acero fluye en la capa uno antes que el concreto entonces el $f_s = f_y$ entonces la resistencia en dicho punto será $\varepsilon_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Para la carga se tiene que es $P_{acero1} = A_{s1}f_{s1} = 40.28 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 169.176 \text{ tonf}$

y por el brazo de palanca que es el momento:

$$M_1 = 169.176 \text{ tonf} * (c - r) = 60.01 \text{ tonf/m}$$

Capa 2 del séptimo punto:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - r - 17 * 2} = \frac{0.003}{c} = 0.0013$$

Como el acero no fluye en esta capa para encontrar el valor de f_s se multiplica el valor de la deformación obtenido por el módulo elástico del material:

$$f_s = 0.0013 * 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 2678 \text{ kg/cm}^2$$

Para la carga se tiene que es:

$$P_{acero2} = A_{s2}f_{s2} = 20.14 \text{ cm}^2 * 2678 \text{ kg/cm}^2 = 53.925 \text{ tonf}$$

Para el momento en la capa dos:

$$M_2 = 53.925 \text{ tonf} * (d - r - 17 * 2) = 9.17 \text{ tonf/m}$$

Capa 3 del séptimo punto:

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{s1}}{(c - 17 * 2 - r)} = \frac{0.003}{c} = 0.00011$$

Como el acero no fluye en esta capa para encontrar el valor de f_s se multiplica el valor de la deformación obtenido por el módulo elástico del material:

$$f_s = 0.00011 * 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 236.25 \text{ kg/cm}^2$$

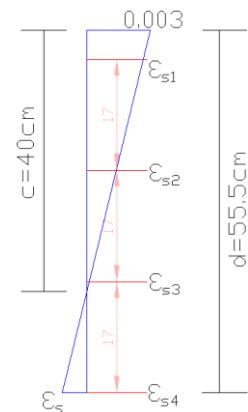


Diagrama 5, séptimo punto para diagrama de interacción

Para la carga en la capa tres se tiene que es:

$$P_{acero3} = A_{s3}f_{s3} = 20.14 \text{ cm}^2 * 236.25 \text{ kg/cm}^2 = 4.76 \text{ tonf}$$

Para el momento en la capa tres:

$$M_3 = 4.76 \text{ tonf} * (c - 17 * 2 - r) = 0.071 \text{ tonf/m}$$

Capa 4 del séptimo punto. Se busca primero el valor de ε_s con los mismos procedimientos anteriores por medio de triángulos semejantes:

$$\varepsilon_{s4} = \frac{\varepsilon_{s4}}{d - c} = \frac{0.003}{c} = 0.0012$$

Como el acero no fluye en esta capa para encontrar el valor de f_s se multiplica el valor de la deformación obtenido por el módulo elástico del material:

$$f_s = 0.0012 * 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Para la carga en la capa cuatro del séptimo punto:

$$P_{acero4} = A_{s4}f_{s4} = 40.28 \text{ cm}^2 * 2520 \text{ kg/cm}^2 = 101.51 \text{ tonf}$$

Para el momento se tiene:

$$M_1 = 101.51 \text{ tonf} * (d - c) = 15.73 \text{ tonf/m}$$

Capa del concreto del séptimo punto:

Se tiene que: $Concreto = 0.85 f'_c * a * b$ en donde $a = 0.85 * c$

$$Concreto_6 = 0.85 f'_c * (0.85 * c) * b = 505.75 \text{ tonf}$$

El momento para el concreto está dado por el brazo $(c - (a/2))$:

$$M_c = 505.75 \text{ tonf} * \left(0.4 \text{ m} - \left(0.85 * 0.4 \text{ m}/2\right)\right) = 116.32 \text{ tonf/m}$$

	Carga (P)	40	Momento	
Capa 1	169.176	Compresión	60.01	
Capa 2	53.925	Compresión	9.17	
Capa 3	4.76	Compresión	0.071	
Capa 4	101.51	Tensión	15.73	
Concreto	505.75	Compresión	116.32	
$\Sigma =$	632.101	Punto 7	169.841	Compresión $\varphi=0.65$

Tabla 24, punto 7 para diagrama de interacción

Resumiendo la cantidad de puntos en el formato de Excel y automatizando las propiedades de la sección y los materiales, se obtiene de manera básica el gráfico de envolvente, en este caso para el área específica en la que si cumplen las secciones revisadas y que su posición es dentro de ella, o sea con la aplicación del φ específico para cada punto, por lo que se puede iterar dentro del gráfico y luego solamente verificar las derivas y el confinamiento. En el siguiente se muestran las características de carga y momento últimas entregadas por el modelo en Etabs en un diagrama de interacción para una sección de 50 cm * 60 cm, con un recubrimiento de 5 cm, concreto de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y una configuración de 12 varillas #10; elemento que según los resultados y el modelado puede modificarse o reducir propiedades y así ofrecer ingeniería de valor que se aplicará según la elevación y necesidad.

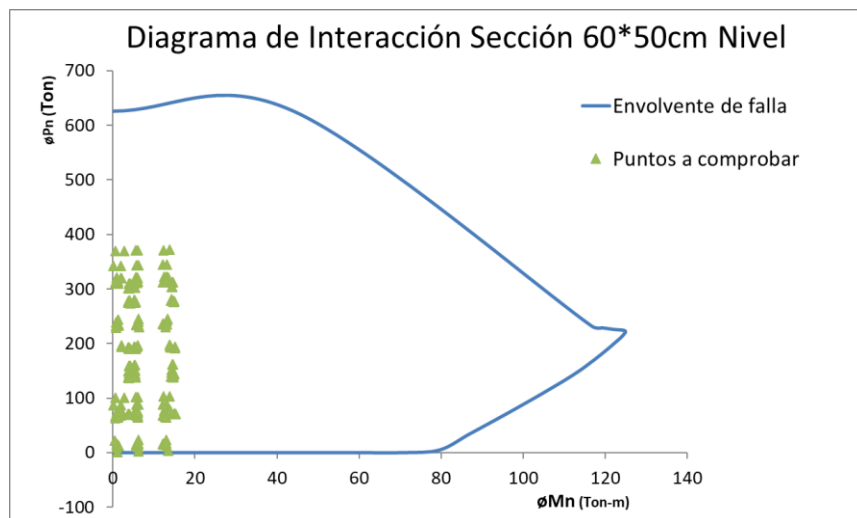
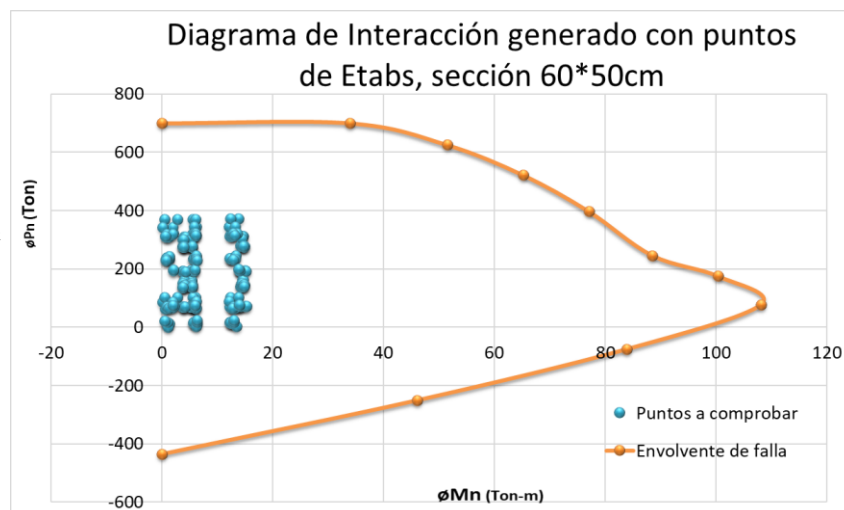


Diagrama 6, de Interacción (de elaboración propia)

Diagrama 7, de interacción (elaborado con puntos de Etabs)



Por medio de los datos precisos que entrega el software en los puntos específicos y con la aplicación del código (ACI 318, 2019), de forma automática y por su aplicación en Excel, se crean los diagramas y se comprueba que las columnas cumplen con la demanda por flexo-compresión de forma similar en los dos procedimientos.

Verificación del análisis de las derivas

De igual forma, teniendo aplicadas las cargas sísmicas por sus combinaciones mayoradas en los sentidos correspondientes indicadas en (CSCR, 2010), las cargas de empuje o de viento para diseño por resistencia, la carga de viento para diseño por servicio, la carga de viento temporal de techo y la carga de diseño de viento mínima indicada en la sección 4.4.1.7 de (LVCR, 2023) sobre el modelo hecho para concreto en Etabs, se procede como indica el apartado 7.6 de (CSCR, 2010) para el cálculo de los desplazamientos relativos con el uso de los desplazamientos absolutos entregados por el modelo:

- Como factor de sobrerresistencia SR según el artículo 3.3 será $SR = 2$
- La ductilidad global designada por rigidez según la tabla 4.3 tiene un valor de $\mu = 3$
- El factor de desplazamiento inelástico según la tabla 7.1 tiene el valor de $\alpha = 0.7$

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

- El desplazamiento relativo entre niveles $\delta_r = \delta_s - \delta_i$ debe ser menor a 14.4 cm
- La deriva será igual a $\Delta_I = \delta_r * SR * \mu * \alpha$
- Por último los drifts que son Δ_I/H deberán ser inferiores a 0.02 según la tabla 7.2
- Luego de diferentes iteraciones se finaliza el modelado con secciones 60*50 cm en los primeros 4 niveles, 50*50 cm en los siguientes 4, 45*45 cm en los 3 que siguen, 40*40 cm entre el 12 y 14, 35*35 cm para 15 al 17 y 30*30 cm para los 3 restantes.
- Se obtiene como resultado que las derivas son menores inclusive con la estructura de concreto:

El máx. de los desplazamientos será 0.144 m y los drift deben ser menores a 0.02 (tabla por Sismo)(m)									
Nivel	h(m)	δ_{ix} abs (m)	δ_{ix} rel (m)	deriva Δ_x	drift Δ/h	δ_{iy} abs (m)	δ_{iy} rel (m)	deriva Δ_y	drift Δ/h
P1	2.88	0.0011	0.0011	0.0046	0.0016	0.0017	0.0017	0.0070	0.0024
P2	2.88	0.0030	0.0019	0.0078	0.0027	0.0046	0.0029	0.0122	0.0042
P3	2.88	0.0050	0.0021	0.0087	0.0030	0.0077	0.0031	0.0131	0.0046
P4	2.88	0.0072	0.0022	0.0091	0.0032	0.0108	0.0031	0.0130	0.0045
P5	2.88	0.0097	0.0025	0.0106	0.0037	0.0139	0.0031	0.0130	0.0045
P6	2.88	0.0123	0.0026	0.0108	0.0038	0.0169	0.0030	0.0125	0.0043
P7	2.88	0.0149	0.0026	0.0109	0.0038	0.0197	0.0028	0.0119	0.0041
P8	2.88	0.0175	0.0026	0.0109	0.0038	0.0224	0.0027	0.0114	0.0040
P9	2.88	0.0204	0.0029	0.0120	0.0042	0.0253	0.0029	0.0120	0.0042
P10	2.88	0.0232	0.0029	0.0120	0.0042	0.0280	0.0027	0.0115	0.0040
P11	2.88	0.0261	0.0029	0.0120	0.0042	0.0306	0.0026	0.0109	0.0038
P12	2.88	0.0293	0.0032	0.0134	0.0047	0.0334	0.0028	0.0118	0.0041
P13	2.88	0.0324	0.0032	0.0133	0.0046	0.0361	0.0026	0.0111	0.0038
P14	2.88	0.0355	0.0031	0.0130	0.0045	0.0385	0.0024	0.0102	0.0036
P15	2.88	0.0391	0.0035	0.0149	0.0052	0.0412	0.0027	0.0115	0.0040
P16	2.88	0.0425	0.0034	0.0143	0.0050	0.0437	0.0025	0.0103	0.0036
P17	2.88	0.0457	0.0032	0.0136	0.0047	0.0458	0.0021	0.0090	0.0031
P18	2.88	0.0494	0.0037	0.0154	0.0054	0.0482	0.0024	0.0101	0.0035
P19	2.88	0.0527	0.0033	0.0137	0.0047	0.0501	0.0018	0.0077	0.0027
P20	2.88	0.0553	0.0026	0.0111	0.0038	0.0512	0.0011	0.0048	0.0017

Tabla 25, cálculo de derivas por sismo, estructura en concreto

El máx. de los desplazamientos será 0.144 m y los drift deben ser menores a 0.02 (tabla por Viento)(m)									
Nivel	h(m)	δ_{ix} abs (m)	δ_{ix} rel (m)	deriva Δ_x	drift Δ/h	δ_{iy} abs (m)	δ_{iy} rel (m)	deriva Δ_y	deriva Δ/h
P1	2.88	0.0003	0.0003	0.0013	0.0005	0.0004	0.0004	0.0015	0.0005
P2	2.88	0.0008	0.0005	0.0022	0.0008	0.0010	0.0006	0.0025	0.0009
P3	2.88	0.0014	0.0006	0.0025	0.0009	0.0016	0.0006	0.0027	0.0009
P4	2.88	0.0021	0.0006	0.0026	0.0009	0.0022	0.0006	0.0027	0.0009
P5	2.88	0.0028	0.0007	0.0031	0.0011	0.0029	0.0006	0.0027	0.0009
P6	2.88	0.0035	0.0008	0.0032	0.0011	0.0035	0.0006	0.0026	0.0009
P7	2.88	0.0043	0.0008	0.0033	0.0011	0.0041	0.0006	0.0025	0.0009
P8	2.88	0.0051	0.0008	0.0033	0.0011	0.0047	0.0006	0.0024	0.0008
P9	2.88	0.0060	0.0009	0.0036	0.0012	0.0052	0.0006	0.0025	0.0009
P10	2.88	0.0068	0.0008	0.0035	0.0012	0.0058	0.0006	0.0023	0.0008
P11	2.88	0.0076	0.0008	0.0035	0.0012	0.0063	0.0005	0.0022	0.0007
P12	2.88	0.0085	0.0009	0.0038	0.0013	0.0069	0.0005	0.0023	0.0008
P13	2.88	0.0094	0.0009	0.0037	0.0013	0.0074	0.0005	0.0021	0.0007
P14	2.88	0.0103	0.0008	0.0035	0.0012	0.0078	0.0005	0.0019	0.0007
P15	2.88	0.0112	0.0009	0.0039	0.0013	0.0083	0.0005	0.0021	0.0007
P16	2.88	0.0120	0.0009	0.0036	0.0012	0.0087	0.0004	0.0017	0.0006
P17	2.88	0.0128	0.0008	0.0032	0.0011	0.0091	0.0003	0.0014	0.0005
P18	2.88	0.0136	0.0008	0.0034	0.0012	0.0094	0.0003	0.0015	0.0005
P19	2.88	0.0143	0.0007	0.0029	0.0010	0.0096	0.0002	0.0010	0.0003
P20	2.88	0.0148	0.0005	0.0023	0.0008	0.0098	0.0001	0.0005	0.0002

Tabla 26, cálculo de derivas por viento, estructura en concreto

Para el término del diseño, se sugiere que la forma más eficiente si se quiere rigidizar cualquiera de las estructuras puede ser aprovechando el núcleo que encierra lo ductos de servicios, de escaleras y elevadores, ya que la distribución de carga de muros en esta posición resulta amplia y simétrica, evitando que se genere torsión en respuesta ante cargas dinámicas laterales. No se procede al cálculo de estos por resultar que pueden ser común a los dos sistemas.

Estimación de las fundaciones

Según las iteraciones realizadas se tiene que la sumatoria de las áreas requeridas individualmente para los 48 soportes del general de la estructura, la cual abarca una huella constructiva de unos 373.5 m², superan ampliamente un 30 % recomendado en la literatura antes citada (Pinto, 2014) para las dos estructuras, por lo que en las condiciones ideales presentadas y con limitación de

recursos para extender el diseño, se puede solamente sugerir que la placa de fundación sea un solo elemento como ejemplo de una losa en su nivel de desplante, restando agregar solamente que los resultados de peralte por cortante, difieren aproximadamente un 25 %, esto, teniendo en cuenta que la diferencia de cargas estimada entre un sistema y el otro se acerca a un 40 %. Los estimados del acero según los cálculos hechos, dicen que para la estructura de concreto se puede usar barras de acero #10 @ 17 cm y para la estructura de acero barras #8 @15 cm.

Resumiendo, la diferencia de costos del concreto se estima alrededor de un 25% y la diferencia de costos para el refuerzo de acero puede rondar un 17.6 % según el ejercicio realizado.

Presupuesto

Las consideraciones para el presupuesto básicamente son las ya mencionadas, limitando este a los elementos estructurales, mencionando algunas variaciones entre tipologías y en este caso varía de acuerdo con la logística aplicada. Los factores son cuatro principalmente: materiales, fabricación, transporte y montaje, en los que participa la mano de obra, las cargas sociales, alquileres de equipos, imprevistos y algunos estimados variables.

Cabe señalar que usualmente según comentarios de los especialistas consultados, en el curso (Presupuesto para la construcción) y otros en los que se incluye este tema, la obra gris que en este caso es la estructura como tal, se estima tan solo entre un 30 y un 40 % del presupuesto total de una obra, distribuyéndose la diferencia entre acabados y sistemas electromecánicos.

Consideraciones de la mano de obra

A pesar de que usualmente se pueden calcular los materiales por costos unitarios, se puede entender cómo para este tipo de proyectos resulta ineficiente pensar y definir los costos de materiales y rendimientos de forma que no sea “industrial”, por ejemplo el concreto, resultaría más engorroso planificar y elaborarlo en el lugar, la calidad no sería la misma en algún punto del

proyecto y sería difícil resumir la cantidad de inconvenientes que pueden surgir solo con esa tarea. El rendimiento de la mano de obra usualmente es según las cantidades de material trabajados; pero en cuanto a los rendimientos, no resulta rentable para el desarrollador mantener planillas de mano de obra y sus correspondientes cargas sociales, avanzando en las tareas de manera ineficiente como tienen por costumbre muchos empleados, que solamente cumplen con su tiempo sin darle importancia al avance de la obra. Lo anterior conlleva a que la manera más efectiva de alcanzar los objetivos sin idealizar las posibilidades finales, es como se hace en la mayoría de proyectos visitados, en donde por la magnitud y cantidad de variables que se deben definir antes de iniciar todo proyecto, las tareas se ejecutan solamente por personal especializado en cada tarea y sus costos serán sin variación por el tiempo de ejecución, o sea por medio de servicios externos o subcontratos, lo que por el contrario puede generar penalizaciones si se extienden esos límites de tiempo pactados inicialmente. También exime de problemas obrero-patronales a futuro.

Presupuesto estructura metálica

Continuando con elementos que varían directamente según la tipología de estructura, se deben aplicar conceptos dirigidos a lo que implica el sistema propiamente, cuestionando lo siguiente:

- ¿Cuál es la planilla estimada de personal necesaria para elaborar una estructura de este tipo en acero, de qué depende?
- ¿Cuál es la estimación de la planilla según la calidad de los operarios, cargas sociales, administración, utilidades, imprevistos, planos de taller y otros?
- ¿Genera o exime algún tipo de impuestos según el tipo de proyecto?
- En cuanto a materiales, ¿cómo se incluyen los accesorios de las conexiones en acero? por ejemplo las placas y pernos, ¿se hace porcentualmente o contando unidades?
- ¿Cómo se incluye si las conexiones son soldadas?
- ¿Cuál es el valor por kilogramo actual del acero antes de impuestos?

- ¿Cuáles serían las implicaciones adicionales si el trabajo de montaje se hace como soldadura en el sitio?
- ¿Cómo se puede calcular la diferencia de los tiempos de ejecución, comparando si la soldadura se hace en taller o en sitio? ¿Se tiene algún estimado porcentual?
- ¿Cómo se incluyen los costos de inspecciones especializadas para las conexiones con un método como ultrasonido y otros?
- ¿Qué herramientas especializadas se requieren en campo para el tipo de trabajo?
- ¿Dónde se ubican los distribuidores de los perfiles? para conocer lo que implica su logística inicial.
- Aunque se realice el armado como soldadura en sitio, ¿deben estar los perfiles en el taller para los cortes y perforaciones previstos?
- ¿Qué opciones se tiene de distribuidores de otros elementos como barras de anclaje, pernos, arandelas y otros accesorios?

Se debe tomar en cuenta que al tener peraltes menores con los elementos de acero, el área de los cerramientos o divisiones puede resultar mayor aproximadamente en un diez a un quince por ciento, valor que se puede reducir simplemente de la longitud del edificio o agregar arquitectónicamente el nivel equivalente.

Según las preguntas dirigidas a los profesionales con experiencia en estructura metálica y al especialista en presupuesto para la empresa desarrolladora en estructura metálica, se conoce que los pormenores del detallado o estructura secundaria para la construcción en metal se pueden incluir de forma detallada contando unidades a partir de los planos de taller, en los que se especifica por nombre numérico y propiedades de diseño cada uno de los elementos que pueden formar parte de la estructura en general; pero también se puede estimar según el tipo de proyecto y con la trayectoria de experiencia para estas empresas, dicen y se cita, entre un 15 y hasta un máximo de un 20 % del peso de los elementos de la estructura principal, que son los encargados

de estabilizar y transmitir las cargas al suelo; esto, similar al procedimiento que aplica cuando se calcula la cantidad de soldadura, la que se le agrega hasta un 5% del peso de la estructura cuando se trata de elementos relativamente livianos, como por ejemplo cerchas para techo o para portones, etc. Pero cuando se trata de estructuras pesadas como en este caso, el porcentaje puede disminuir hasta la unidad o entre dos y tres si se consideran placas de respaldo en las conexiones y cuatro si se incluye la limpieza y pintura anticorrosiva de uso común. Los elementos que se pueden considerar dentro del porcentaje estimado a los cálculos en presupuesto para las conexiones apernadas estimadas de forma global son los siguientes:

- barras de anclaje lisas o roscadas
- pernos, tuercas y arandelas
- placas de asiento
- *“endplates”* y *“cover plates”*
- arriostres y tensoras
- bracones y rigidizadores
- soldadura en taller

- accesorios básicos de limpieza y protección, que son entre otros los necesarios para la eliminación del óxido superficial y suciedad previo a la aplicación de la capa de pintura base, llámese minio o cromato y dos capas de esmalte aplicado posterior al montaje de la estructura, entregando al menos un espesor de 2 mils (milésimas de pulgada).

Por los alcances de equipo especial se revisa primeramente la necesidad que genera la elevación de elementos con las características de un perfil W, con un peso aproximado de 1.235 toneladas, el cual es nuestro elemento más crítico y con una distancia medida desde el punto estimado de

ubicación de la base de la grúa-torre de 21 metros. Según las características de alcances, capacidad y altura máxima mostrada en las fichas técnicas que ofrecen los proveedores de este servicio, no se requiere de un equipo diferente al que se emplearía para la construcción del edificio en concreto, esto, debido principalmente a la longitud requerida del brazo de la grúa-torre, por lo cual no se incluirá una diferencia de costos por dicho ítem en este presupuesto.

Se realiza la conversación con el soldador estructural Allan Acosta, quien está certificado como tal y cuenta con más de 20 años de experiencia, afirma el señor Acosta que según el modelo, el trabajo de armado para la estructura metálica depende enteramente de la calidad y rendimiento de la grúa torre, en el que siendo este óptimo se puede tener un máximo de 3 cuadrillas de 2 personas cada una, el armador y el ayudante para cualquiera de los dos casos, apernado o soldado en el lugar. A pesar de que se quiera hacer en el lugar, los perfiles deberán ser predispuestos, muchas veces en el espacio señalado como taller en la misma construcción cuando se dispone de este, pero afirma que la mayoría de las veces se hace en el taller o base operativa de la empresa desarrolladora por la dificultad que conlleva la disposición de las herramientas necesarias para el manipuleo, perforación y cortes de precisión de las grandes secciones de acero, también por el tema de contaminación acústica, salud ocupacional y de forma básica la comodidad para trabajar. En cuanto a la tarea de soldadura o armado propiamente, resuelve que solamente se necesita la plataforma o andamios que soporte al trabajador y su equipo que es una soldadora por electrodo, las que ahora resultan muy cómodas para manipular debido a su tamaño, aporta el señor Acosta, por lo demás es solamente disponer de la conexión eléctrica, su equipo de protección y de tiempo seco para poder avanzar. Por su parte si el sistema es apernado, se requiere del equipo compresor para un torquímetro del tipo neumático en cuyo caso el equipo de plataforma o elevación de

personal actualmente no hace diferencia para el avance de obra porque puede ser el mismo que se emplearía si la obra es soldada o que siempre está en una construcción si es realizada en concreto. Para este trabajo se obtiene información de boca de ingenieros, quienes con cierto recelo por compartir datos expresan, que el costo aproximado de los servicios de taller y logística por el tratamiento de los elementos más pesados como las vigas W, se estima entre \$0.4 y \$0.55 según el subcontratista para la obra metálica principal. Considerando esos montos se concluye que el precio estimado por kg de acero trabajado es de entre \$1.95 y \$2.2 aproximadamente, pero adicional a esto el subcontratista según los casos vistos, usualmente tienen manejo de la logística de transporte, administración del sistema de movimiento y elevación de cargas, aunque no necesariamente del servicio de torre-grúa, control interno y externo de calidad o laboratorio, administración general del proyecto, también costos de corrección de diseño y planos de taller “lo que indica que generalmente el proyecto les pertenece desde el periodo de consultoría” y las diferentes variables que pueden surgir de acuerdo a cada proyecto, por lo que el precio por kg se estima que puede superar los \$3, esto al mes de junio de 2024 variando según el consultor oferente. Como información general el precio del acero tratado alcanzó y por momentos superó los \$4 en marzo de 2020 y en febrero 2022 debido al periodo crítico de la pandemia y los principios de la guerra en Ucrania respectivamente. Con lo anterior se percibe como es mucho menor la participación de diferentes sectores cuando se elabora con este tipo de estructura. Se procede inicialmente a estimar el grueso de la estructura principal y comparar costo de los sistemas apernado y soldado en el lugar. Todos los datos son tomados de las declaraciones de los expertos y profesionales consultados.

Cálculo del costo por materiales de la estructura de acero al 01 de junio de 2024													
ACERO	SE MODIFICA LO MARCADO EN VERDE							Representa el 85.8%					
\$1.53	SECCIÓN PROPUESTA	ÁREA (in) ²	(m) ²	LONGITUD (m) NOMINAL	VOLUMEN (m ³)	CANTIDAD POR NIVEL (und)	CANTIDAD TOTAL (und)	PESO (kg)	COSTO UNIT (\$)	COSTO POR CONEXIONES APERNADAS (20%)	COSTO POR CONEXIONES SOLDADAS (4%)	COSTO TOTAL (APERNAO)	COSTO TOTAL (SOLDADO)
Colum 01-04	W24*68	20.1	0.0130	2.88	0.0373	48	192	56289	\$86,123	\$ 17,225	\$ 2,584	\$ 103,347	\$ 88,707
Colum 05-08	W24*55	16.2	0.0105	2.88	0.0301	48	192	45368	\$69,412	\$ 13,882	\$ 2,082	\$ 83,295	\$ 71,495
Colum 09-12	W21*50	14.1	0.0091	2.88	0.0262	48	192	39487	\$60,415	\$ 12,083	\$ 1,812	\$ 72,497	\$ 62,227
Colum 13-16	W18*40	11.8	0.0076	2.88	0.0219	48	192	33046	\$50,560	\$ 10,112	\$ 1,517	\$ 60,672	\$ 52,076
Colum 17-20	W16*31	9.13	0.0059	2.88	0.0170	48	192	25568	\$39,119	\$ 7,824	\$ 1,174	\$ 46,943	\$ 40,293
Viga "zonaP"	W14*22	6.49	0.0042	5.15	0.0216	16	320	54168	\$82,876	\$ 16,575	\$ 2,486	\$ 99,452	\$ 85,363
	W14*22	6.49	0.0042	4.85	0.0203	16	320	51012	\$78,049	\$ 15,610	\$ 2,341	\$ 93,658	\$ 80,390
	W14*22	6.49	0.0042	2.10	0.0088	8	160	11044	\$16,897	\$ 3,379	\$ 507	\$ 20,277	\$ 17,404
	W14*22	6.49	0.0042	2.25	0.0094	8	160	11833	\$18,104	\$ 3,621	\$ 543	\$ 21,725	\$ 18,647
	W14*22	6.49	0.0042	2.45	0.0103	8	160	12885	\$19,713	\$ 3,943	\$ 591	\$ 23,656	\$ 20,305
	W14*22	6.49	0.0042	1.00	0.0042	6	120	3944	\$6,035	\$ 1,207	\$ 181	\$ 7,242	\$ 6,216
Viga "zonaR"	W12*19	5.57	0.0036	7.20	0.0259	3	60	12186	\$18,645	\$ 3,729	\$ 559	\$ 22,374	\$ 19,205
	W12*19	5.57	0.0036	4.85	0.0174	4	80	10945	\$16,746	\$ 3,349	\$ 502	\$ 20,095	\$ 17,249
	W12*19	5.57	0.0036	4.80	0.0172	1	20	2708	\$4,143	\$ 829	\$ 124	\$ 4,972	\$ 4,268
	W12*19	5.57	0.0036	2.65	0.0095	2	40	2990	\$4,575	\$ 915	\$ 137	\$ 5,490	\$ 4,712
	W12*19	5.57	0.0036	1.80	0.0065	2	40	2031	\$3,108	\$ 622	\$ 93	\$ 3,729	\$ 3,201
Vigueta P	W5*16	4.71	0.0030	2.00	0.0061	1	20	954	\$1,460	\$ 292	\$ 44	\$ 1,752	\$ 1,504
	W5*16	4.71	0.0030	3.50	0.0106	3	60	5009	\$7,664	\$ 1,533	\$ 230	\$ 9,197	\$ 7,894
Vigueta R	HSS 4*2*1/4	2.44	0.0016	2.20	0.0035	8	160	4350	\$6,655	\$ 1,331	\$ 200	\$ 7,986	\$ 6,855
	HSS 4*2*1/4	2.44	0.0016	2.45	0.0039	8	160	4844	\$7,411	\$ 1,482	\$ 222	\$ 8,894	\$ 7,634
	HSS 4*2*1/4	2.44	0.0016	2.65	0.0042	8	160	5240	\$8,016	\$ 1,603	\$ 240	\$ 9,620	\$ 8,257
											TOTAL	\$ 726,873	\$ 623,899

Tabla 27, estimación de costos de estructura metálica a junio de 2024

Entrepiso de Metaldeck

Entre los componentes básicos para este sistema de entrepiso se tiene según la tabla de selección que para un metro cuadrado se requiere de aproximadamente 0.072 metros cúbicos de concreto para un espesor de losa de 100 mm, siendo suficiente para generar la rigidez requerida por regularidad según 4.3.1 y 4.6 de (CSCR, 2010) donde la sobrelosa de concreto contará con un espesor mínimo de 6 cm y según el fabricante debe cumplir con capacidad mínima de 3000 psi que es igual al mencionado 210 kg/cm^2 , con esto en mente se selecciona un concreto con mayor resistencia que aporte para la rigidez antes mencionada, en este caso para hacerlo de forma apropiada y monolíticamente junto con las vigas de transmisión de cargas se usará 280 kg/cm^2 .

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

Todos los elementos seleccionados son los recomendados por el manual de instalación de

Acesco para Metaldeck #2 en grado 40 por ser el que se fabrica o se procesa en el GAM:

Estimado de costo unitario de materiales para entrepiso Metaldeck		
Precios por m ² el 01-junio-2024	Galvanizado	Esmaltado
Lamina Metaldeck #22 g40	€7,552.00	€8,104.00
Tapas de borde	€139.50	
Malla electrosoldada #2 5.3mm	€1,462.12	
Distanciadores 3.5 und	horas hombre	
Tornillos autoperforantes 8-18*1/2	€36.28	€39.82
Concreto 280f _c	€6,660.00	

Tabla 28, estimación de costo de materiales de entrepiso Metaldeck

Sistema de entrepiso Metaldeck		373.5									
	Nivel 1-20	373.50	m ²	Cada nivel							
ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	Und	M.Obra	Materiales	Subcont.	M.Obra	Materiales	Subcont.	TOTAL	
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	2,472.80	m	€0	€0	€2,500	€0	€0	€6,182,000	€6,182,000	
mat.	Malla electrosoldada #2 2.20 x 6 metros (5.3 mm)	17,479.80	kg	€0	€625	€0	€0	€10,924,875	€0	€10,924,875	
mat.	Acero #4 def g 60 para momentos negativos	2,895.82	kg	€0	€462	€0	€0	€1,337,869	€0	€1,337,869	
herr.	Bombeo del concreto	537.84	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€6,991,920	€6,991,920	
mat.	Concreto f _c =280kg/cm ²	537.84	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€49,750,200	€0	€49,750,200	
mat.	Sistema de láminas Metaldeck	7,470.00	m ²	€0	€0	€7,552	€0	€0	€56,413,440	€56,413,440	
mat.	Tapas de cierre de borde Metaldeck	4,855.50	und	€0	€140	€0	€0	€677,342	€0	€677,342	
mat.	Tornillos autoperforantes 8-18*1/2	32,868.00	und	€0	€36	€0	€0	€1,183,248	€0	€1,183,248	
mat.	Silleta acero-entrepiso 2.5 cm cruz PM25 (SM100)	44,820.00	und	€0	€49	€0	€0	€2,181,389	€0	€2,181,389	
mat.	Silleta acero-entrepiso 4 cm cruz CP40 (SP125)	14,940.00	und	€0	€62	€0	€0	€925,533	€0	€925,533	
mat.	Alambre negro	579.16	kg	€0	€569	€0	€0	€329,544	€0	€329,544	
mat.	Desmoldante	224.80	m ²	€0	€125	€0	€0	€28,100	€0	€28,100	
tarea	Mano de obra colocación sistema de entrepiso	58,041.90	kg	€0	€0	€1,060	€0	€0	€61,524,414	€61,524,414	
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	2,248.00	m	€0	€0	€3,500	€0	€0	€7,868,000	€7,868,000	
tarea	Mano de obra trefilado y colocación de acero	20,375.62	kg	€119	€0	€0	€2,424,699	€0	€0	€2,424,699	
tarea	Mano de obra colocación de concreto	7,470.00	m ²	€0	€0	€2,200	€0	€0	€16,434,000	€16,434,000	
	Transporte de materiales	0.00		€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0	
	Control de calidad	0.00		€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0	
		30,144.12	Costo	m ²			Total	€2,424,699	€67,338,101	€155,413,774	€225,176,574
Resumen de presupuesto											
Costo global para sistema apernado							COMPONENTES DE COSTO			Total sistema apernado	
							Taller	Materiales	Subcont.		
Montos Totales		Junio 2024					\$327,093	\$726,873	\$377,974	758,928,083	
		Costo final del proyecto apernado					97.0%			€984,104,657	
										\$1,856,801	
Costo global para sistema soldado en sitio							COMPONENTES DE COSTO			Total sistema soldado	
							Taller	Materiales	Subcont.		
Montos Totales		Junio 2024					\$280,755	\$623,899	\$324,428	651,413,271	
		Costo final del proyecto soldado en sitio					97.0%			€876,589,845	
										\$1,653,943	

Tabla 29, Presupuesto final de estructura metálica

Presupuesto de la estructura en concreto

En cuanto a las metodologías disponibles para la construcción en concreto se tienen diferentes opciones tales como los elementos pretensados, de los que solamente se menciona que su logística de montaje puede resultar muy similar a los elementos de acero que dependen de: torre-grúa, elevadores para el personal y su herramienta especializada, así como operarios calificados, aunque no así con su fabricación.

Se tienen los muros por cortante pero la distribución arquitectónica es invariable en el tiempo, esto porque los muros dan el soporte estructural a la edificación, convirtiéndole en una metodología totalmente diferente de diseño y sus costos de aplicación se elevan tanto como los costos de alquiler y limitantes del encofrado, este representa una diferencia adicional de aproximadamente un 400 % según Ricardo M. vendedor de la empresa Fypsa.

Para las consideraciones de selección del concreto se observa que los cálculos mostrados a lo largo de este documento se realizaron caprichosamente con una resistencia a la compresión para una probeta cilíndrica de 30 cm por 15 cm de diámetro a los 28 días de curado, de 350 kg/cm^2 .

Tomando en cuenta la variable de costos, se concluye que con las iteraciones realizadas y la experiencia expresada por los ingenieros Randall Campos de la empresa privada, Davy Montano, ingeniero independiente quien fue presupuestista experto Ignacio Matthews, ingeniero estructural actual inspector de Lanamme, para la optimización si es prudente el uso de un concreto de 280 kg/cm^2 y por su aplicación en los diagramas de interacción y la comprobación de las vigas de carga, pudiendo variar hasta 210 kg/cm^2 máximo, según el (CCCR, 2008) en los niveles superiores según los cálculos en las tablas de Excel y MathCad. Se realiza también la visita a la construcción del edificio residencial que se construye dos cuadras al sur de la Universidad

Central en barrio Escalante, en donde según el gerente ingeniero Jorge Torres, utilizan por criterio del diseñador una resistencia del concreto de 350 kg/cm^2 para los elementos verticales columnas o muros de cortante y de 280 kg/cm^2 para las vigas de carga y losas de entrepiso.

Los productores ofrecen mezclas de concreto autocompactante con el propósito de ahorrar tiempo y dinero a sus clientes contratistas, indudablemente debido a mayor rapidez en la operación de los camiones y uso más eficiente del equipo de entrega o bombas telescópicas de concreto premezclado. El contratista encuentra ventajas entre las que se resalta el incremento de capacidad para colocar el concreto en lugares de difícil acceso con alto contenido de acero de refuerzo o por la altura, uso más eficiente de los recursos de mano de obra, reducción de errores en la colocación del concreto por parte de los operarios, reducción de la necesidad de reparaciones o detalles, reducción del uso de vibración mecánica, disminución de la contaminación acústica, buen acabado del concreto cuando así se requiera.

Sin embargo, se debe resaltar que la formaleta debe diseñarse para contener la cantidad de material fluido y garantizar la adecuada estanqueidad, así evitar la fuga del concreto, lo que conlleva al costo adicional por este ítem en particular y su aplicación. De momento se tiene que este tipo de concreto es diseñado para trabajar principalmente en encofrados reducidos como para muros de cortante o porque el refuerzo dificulta el uso del vibrado mecánico, lo que no resulta necesario hasta este punto, pero se comparan los costos finales con el alquiler del equipo.

En este punto se puede reconocer como la estimación de tiempos de ejecución depende de diferentes factores, suponiendo que ya se implementó el sistema de fundación se da inicio al cálculo de los alquileres de encofrados contra el tiempo de fraguado del concreto y la mano de

obra requerida para su ejecución; para este caso la elaboración de los refuerzos de acero y su logística de transporte reduce diferencias con el sistema estructural de acero per se.

Las cargas finales logradas por medio de la optimización de los elementos columnas en los diagramas de interacción y su aplicación se obtienen de las reacciones en el modelo, en donde el criterio aplicado por efectos de la relación de esbeltez, se implementó el tipo de elementos de forma general por niveles y solamente diferenciándolos cuando los esfuerzos se redujeron aproximadamente cada 20%, o sea cada cuatro niveles, teniendo así columnas de 50*50 cm, con 46.87 cm² de acero en los niveles 1-4, columnas de 45*45 cm, con 39.06 cm² de acero en los niveles 5-8, columnas de 40*40 cm, con 28.65 cm² de acero en los niveles 9-12, columnas 35*35 cm, con 19.86 cm² de acero en los niveles 13-16 y columnas de 30*30 cm, con 15.88 cm² de acero en los niveles 17-20, cumpliendo así con la dimensión mínima recomendada por el ACI 318, 2014 y que agrega (Jiménez, 2023) en su estudio. Las secciones deben cumplir también con el traslape del acero de refuerzo como se indica en (*Fig. R10.7.5.1.3—Offset column bars.*) (ACI 318, 2019). Para este presupuesto final se toma en cuenta el concepto básico de las estructuras aporricadas que por la relación viga-columna se debe considerar una vez más la optimización de los elementos en los niveles para las columnas más críticas, variando y definiendo las secciones como se observa en la siguiente tabla de cantidades estimadas de concreto

Resumen de diseño de columnas en concreto							Columnas		Volumen	
Niveles	Dimensiones (m)	Long(m)	f _c (kg/cm ²)	A _s (cm ²)	Varilla	Cant	Por nivel	Total	V _{und} (m ³)	V _{total} (m ³)
1 - 7	0.50 * 0.50	2.88	350	46.87	#7	12	48	336	0.72	241.92
8 - 14	0.45 * 0.45	2.88	280	39.06	#7	10	48	336	0.58	195.96
15 - 20	0.40 * 0.40	2.88	280	28.65	#6	10	48	288	0.46	132.71
									Σ	570.59

Tabla 30, estimación del volumen de columnas en concreto

Cálculo del volumen de vigas	Longitud	Cantidad	L*C	A _g	m ³
	2.45	10	24.50	0.15	3.68
	2.25	10	22.50	0.15	3.38
	2.10	10	21.00	0.15	3.15
	0.88	6	5.28	0.15	0.79
	20.15	8	161.20	0.15	24.18
	1.80	2	3.60	0.15	0.54
	2.65	2	5.30	0.15	0.80
	7.20	3	21.60	0.15	3.24
	4.60	1	4.60	0.15	0.69
	9.85	2	19.70	0.15	2.96
Cantidad de m ³ por cada nivel				Σ	43.39
Cantidad de m ³ total por vigas de carga					867.84

Tabla 31, estimación del volumen de vigas de concreto

Según las cargas calculadas y asignadas por su análisis estructural se estima una geometría general para las vigas de carga, el peralte será $L/10$ y la base mínima indica 300 mm, también por (Jiménez, 2023), tomando también en cuenta el peralte requerido para la configuración del sistema de viguetas o losas pretensadas seleccionado para los entrepisos.

Cantidad de concreto para los entrepisos					
Áreas		Entrepiso	Volumen		
Total * nivel	- Á Vigas	m ²	m ³ unitario	m ³ por nivel	m ³ total
373.5	16.18	357.32	0.068	24.30	485.96

Tabla 32, estimación del volumen de entrepisos de concreto

Para el sistema de entrepiso se debe cumplir que para tener el grado óptimo de rigidez entre sus consideraciones de regularidad según 4.3.1 y 4.6 de (CSCR, 2010) la sobrelosa de concreto contará con un espesor mínimo de 6 cm.

Parece casi inaccesible la información de los precios de los concretos premezclados, de los cuales se pregunta en cada una de las empresas encontradas, dándose el encuentro de frente con la realidad nacional, en donde se expresa la más fría competencia y prostitución de la profesión. Ninguno ofrece la información oportuna, pero todos quieren usurpar la información del proyecto, así retumba el sin fin de veces en que se escuchó a los profesores contando como encontraron a

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

alguien más desarrollando su proyecto. A pesar de lo anterior se logra obtener unos precios estimados actuales de las facturas que accede a mostrar un desarrollador, en donde el concreto de 210 f'_c con agregado grueso de quinta tiene un costo estimado de $\$82250$, el concreto de 280 f'_c en $\$92500$ y el de 350 f'_c se estima en $\$98900$ m³; esto alcanzando hasta un 85 % de la resistencia en 72 horas para poder avanzar con el desencofrado.

CODIGO	PRODUCTO	Cantidad m ³	P. Unitario (COLONES)	Impuesto de Ventas	Total (COLONES)
f'c: 210 kg/cm ²	Concreto fino, bombeable, f'c 210 kg/cm ² a 3 días, agregado de 25 mm, revenimiento de 14 cm (tolerancia +/- 3 cm)	1,00	82 250	10 693	92 943
f'c: 280 kg/cm ²	Concreto fino, bombeable, f'c 280 kg/cm ² a 3 días, agregado de 25 mm, revenimiento de 14 cm (tolerancia de +/- 3 cm)	1,00	92 500	12 025	104 525
f'c: 350 kg/cm ²	Concreto fino, bombeable, f'c 350 kg/cm ² a 3 días, agregado de 25 mm, revenimiento de 14 cm (tolerancia +/- 3 cm)	1,00	98 900	12 857	111 757
No indica	Servicio de bombeo (colada mínima de 16 m ³)	16,00	13 000	1 690	235 040
No indica	Servicio de tubería (colada mínima de 16 m ³)	16,00	3 000	390	54 240
TOTAL					598 505

Tabla 33, precios estimados del concreto premezclado a junio de 2024

Según se maneja en los proyectos visitados, el servicio de bombeo tiene un costo aproximado de $\$15$ m³, considerando un mínimo de 16 m³ por desplazamiento, pero en la factura se puede observar el costo unitario de $\$13000$ más impuestos, equivalente hoy a $\$25$ aproximadamente.

Para entresijos con características similares, se encuentra el sistema seleccionado de viguetas pretensadas y bloques de concreto en la empresa Eurobau, quienes inicialmente ofrecen el producto con transporte incluido dentro del GAM por un precio unitario estimado de $\$17000$ m².

Teniendo en cuenta los diseños realizados se genera la necesidad de conocer el área total de la superficie de los elementos vigas y columnas, puesto que de ello depende el siguiente costo a considerar que es el de encofrado y apuntalado para el vertido del concreto, este costo se calculan de manera relativamente simple, según lo consultado con empresas proveedoras del servicio, se escoge para esta muestra una que ofrece costos medios del mercado y productos con

calidad relativa al acabado final. La empresa FYPSA que colabora con la información pertinente acerca de los sistemas de encofrado y apuntalado, ofrece también las diferentes opciones disponibles en el mercado nacional, según el propósito del constructor; para encofrado ofrecen el sistema americano que es semiliviano, dimensionado en pulgadas y pies, el que es manipulable suficientemente con esfuerzo corporal; también se tiene el encofrado de gran formato, que ofrece mucha mayor capacidad mecánica, su configuración es en centímetros, la manipulación de estos elementos se realiza por medio de grúa-torre, puesto el menor de los elementos ronda los 100 kg; además ofrecen el sistema monolítico, que son paneles construidos con aluminio, especiales para sistemas diseñados por muros de cortante, señala que sus costos supera a los anteriores alrededor de un 400%. Adicional a lo anterior se tiene la configuración de puntales como andamios de carga para entrepisos si se requiere por parte del diseño de concreto para entrepisos. Con esto en mente se resumen las áreas totales y se agrega la cantidad de desmoldante según la tabla de rendimiento que presenta el fabricante *Intaco* o la calculadora disponible en su página web aplicando un diez por ciento de desperdicio.

Cálculo del Área de superficie de Vigas					Área de superficies		Desmoldante
	Dimensiones (m)	Longitud	Cantidad	L*C	A _{unt} (m ²)	A _{total} (m ²)	
	0.50 * 0.30	2.45	10	24.50	3.19	31.85	0.2 g
	0.50 * 0.30	2.25	10	22.50	2.93	29.25	0.2 g
	0.50 * 0.30	2.10	10	21.00	2.73	27.30	0.2 g
	0.50 * 0.30	0.88	6	5.28	1.14	6.86	0.0 g
	0.50 * 0.30	20.15	8	161.20	26.20	209.56	1.2 g
	0.50 * 0.30	1.80	2	3.60	2.34	4.68	0.0 g
	0.50 * 0.30	2.65	2	5.30	3.45	6.89	0.0 g
	0.50 * 0.30	7.20	3	21.60	9.36	28.08	0.2 g
	0.50 * 0.30	4.80	1	4.80	6.24	6.24	0.0 g
	0.50 * 0.30	9.85	2	19.70	12.81	25.61	0.1 g
	Cantidad de m ² por cada nivel				∑	376.32	2.2 g
	Cantidad de desmoldante para vigas todos los niveles ∑						43.16 g

Tabla 34, área superficial de vigas para alquiler de encofrados

Resumen de diseño de columnas en concreto				Columnas		Área de superficies		Desmoldante
Niveles	Dimensiones (m)	Long(m)	A _g (m ²)	Por nivel	Total	A _{niv} (m ²)	A _{total} (m ²)	
1 - 7	0.50 * 0.50	2.88	5.76	48	336	276.48	1935.36	11.1 g
8 - 14	0.45 * 0.45	2.88	5.18	48	336	248.83	1741.82	10.0 g
15 - 20	0.40 * 0.40	2.88	4.61	48	288	221.18	1327.10	7.6 g
						Σ	5004.29	28.7 g

Tabla 35, área superficial de columnas para alquiler de encofrados

Los precios de alquiler obtenidos son de \$11 mensuales por m² para gran formato, escogido para los elementos columnas; \$8 mensuales por m² para el semiliviano, que es escogido para las vigas de carga; \$3.75 mensuales por cada puntal, estos, a razón de 1,4 por el área de vigas para los andamios de carga y el sistema de entresijos que no requiere (Ferrer Muñoz, 2014).

Adicional se deberá agregar los costos por el desmoldante y su aplicación; el valor comercial que se encuentra actualmente en una conocida ferretería del Gran Área Metropolitana para un desmoldante en base agua es de ¢120,000 IVI por una cubeta de 5 galones.

El control de calidad para el concreto premezclado está definido por normativa y procedimientos según los criterios de evaluación y aceptación del concreto estipulados en el ACI 318-05, sección 5.6. En cada descarga la aceptación del revenimiento será dentro de los 15 minutos de haber llegado el camión a la obra. Referente al muestreo de concreto fresco se realiza de acuerdo con el estándar ASTM C-172-04 para la fabricación y curado de los especímenes de concreto y para ensayos de resistencia a la compresión de los cilindros de concreto que representan el costo por control de calidad equivalente a las pruebas por ultrasonido que generalmente se usan para la comprobación de las soldaduras aplicadas a la estructura cuando es de acero.

Los costos de estos controles de calidad, indica Alejandro Arce experto en dosificación de concreto con experiencia de 26 años en laboratorio de materiales, dice, “usualmente los presenta la constructora cuando se trata del concreto por ser de carácter rutinario, pero cuando la

estructura es de acero dice el experto, la inspección, su frecuencia y el método lo propone a discreción el cliente, por lo que el costo alcanza el límite que el cliente está dispuesto a pagar”.

En cuanto a la logística se tiene de parte de la empresa que por tratarse de un proyecto de grandes dimensiones y que se supone dentro del Gran Área Metropolitana, el transporte de entrega y retiro de los elementos de encofrado lo asume Fypsa dentro del costo mensual por alquiler, adicional a esto, un técnico especializado en la modulación y montaje del sistema como tal dedica una semana para el entrenamiento referente al sistema y preparación de las cuadrillas que disponga la empresa constructora sin costo adicional. En este caso se sugiere la opción de subcontratar al especialista carpintero y modulador quien aporta su cuadrilla y herramienta para cumplimiento en espacios límites de tiempo, liberando al desarrollador de la tarea de encofrado, desencofrado y apuntalamiento, agregando a la tarea de encofrado el sistema de entrepiso liviano de vigueta y block de concreto, pudiendo escoger también la opción de alivianado con bloques de estereofón y mejorando las condiciones de peso para la estructura, este tiene un costo estimado de $\text{¢}15000$ por m^2 , pero según el fabricante está catalogado para edificaciones hasta de 5 niveles, se presume por no aportar la rigidez necesaria ante cargas dinámicas, adicional a lo anterior se puede fácilmente prever que es mayormente imposible obtener el visto bueno de bomberos para los permisos de construcción, a pesar de que el estereofón usado para el sistema es promocionado como ignífugo; el sistema seleccionado está basado en viguetas pretensadas de 15 cm de altura, con bloques tipo “O” de 15 cm de altura y 20 cm de profundidad, para un espesor total de 21 cm. El refuerzo de acero para el concreto por su parte, según los ejemplos vistos en las obras visitadas como los desarrollos de las empresas EVCO y Volio & Trejos con sus proyectos ubicados en Barrio Escalante. 100 m sur y 125 m este del costado este de la Iglesia

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

Santa Teresita, también se subcontrata con el fin de maximizar tiempo y recursos, para lo que se consulta con “Martínez Chavarría” subcontratista, quienes ofrecen el servicio completo de compra, transporte, trefilado según diseño y armado en el lugar de todo el sistema de refuerzos de acero para concreto, ofreciendo una forma de presupuesto que se basa en la cantidad de peso, según la sección de los aceros. Con lo anterior se procede al cálculo de la cantidad de acero por cada uno de los elementos estructurales, vigas, columnas y entrepisos según su sección.

Nota. Los valores finales de presupuesto serán antes de deberes fiscales, porque estos no representan diferencia entre las tipologías constructivas, puesto que los proyectos cumplen con el mismo régimen tributario según (Ministerio de Hacienda, 2021) y las consultas pertinentes.

Viga 5.15m						Volumen		Densidad	Total	Cant.	kg _{total}		
A _s (cm ²)	l (cm)	und	l _{des} (cm)	@ (cm)	(cm ³)	(m ³)	(k/m ³)						
Aro #3	0.72	160	43		12	4953.6	0.004954	7850	38.886	16	623		
Aro #3	0.72	65	43		12	2012.4	0.002012	7850	15.797	16	253	ton	
Aro #3	0.72	110	43		12	3405.6	0.003406	7850	26.734	16	428	1.304	Varilla #3
Varilla #4	1.27	515	8	40		6045.2	0.006045	7850	47.455	16	760	0.760	Varilla #4
Varilla #5	1.98	515	2	40		2356.2	0.002356	7850	18.496	16	296	0.296	Varilla #5
												2.360	

Viga 4.85m						Volumen		Densidad	Total	Cant.	kg _{total}		
A _s (cm ²)	l (cm)	und	l _{des} (cm)	@ (cm)	(cm ³)	(m ³)	(k/m ³)						
Aro #3	0.72	160	41		12	4723.2	0.004723	7850	37.077	16	594		
Aro #3	0.72	65	41		12	1918.8	0.001919	7850	15.063	16	242	ton	
Aro #3	0.72	110	41		12	3247.2	0.003247	7850	25.491	16	408	1.244	Varilla #3
Varilla #4	1.27	485	8	30		5537.2	0.005537	7850	43.467	16	696	0.696	Varilla #4
Varilla #5	1.98	485	2	30		2158.2	0.002158	7850	16.942	16	272	0.272	Varilla #5
												2.212	

Viga 2.55m						Volumen		Densidad	Total	Cant.	kg _{total}		
A _s (cm ²)	l (cm)	und	l _{des} (cm)	@ (cm)	(cm ³)	(m ³)	(k/m ³)						
Aro #3	0.72	160	17		15	1958.4	0.001958	7850	15.373	10	154		
Aro #3	0.72	65	17		15	795.6	0.000796	7850	6.245	10	63	ton	
Aro #3	0.72	110	17		15	1346.4	0.001346	7850	10.569	10	106	0.323	Varilla #3
Varilla #4	1.27	255	6	30		2400.3	0.002400	7850	18.842	10	189	0.189	Varilla #4
Varilla #5	1.98	255	2	30		1247.4	0.001247	7850	9.792	10	98	0.098	Varilla #5
												0.610	

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

Viga 2.25m					Volumen			Densidad				
$A_s(\text{cm}^2)$	$l(\text{cm})$	und	$l_{des}(\text{cm})$	@ (cm)	(cm^3)	(m^3)	(k/m^3)	Total	Cant.	kg_{total}		
Aro #3	0.72	160	15	15	1728.0	0.001728	7850	13.565	10	136		
Aro #3	0.72	65	15		702.0	0.000702	7850	5.511	10	56	ton	
Aro #3	0.72	110	15		1188.0	0.001188	7850	9.326	10	94	0.286	Varilla #3
Varilla #4	1.27	225	6	0	1714.5	0.001715	7850	13.459	10	135	0.135	Varilla #4
Varilla #5	1.98	225	2	0	891.0	0.000891	7850	6.994	10	70	0.070	Varilla #5
												0.491
Viga 2.45m					Volumen			Densidad				
$A_s(\text{cm}^2)$	$l(\text{cm})$	und	$l_{des}(\text{cm})$	@ (cm)	(cm^3)	(m^3)	(k/m^3)	Total	Cant.	kg_{total}		
Aro #3	0.72	160	17	15	1958.4	0.001958	7850	15.373	10	154		
Aro #3	0.72	65	17		795.6	0.000796	7850	6.245	10	63	ton	
Aro #3	0.72	110	17		1346.4	0.001346	7850	10.569	10	106	0.323	Varilla #3
Varilla #4	1.27	245	6	30	2324.1	0.002324	7850	18.244	10	183	0.183	Varilla #4
Varilla #5	1.98	245	2	30	1207.8	0.001208	7850	9.481	10	95	0.095	Varilla #5
												0.601
Viga 4.60m					Volumen			Densidad				
$A_s(\text{cm}^2)$	$l(\text{cm})$	und	$l_{des}(\text{cm})$	@ (cm)	(cm^3)	(m^3)	(k/m^3)	Total	Cant.	kg_{total}		
Aro #3	0.72	160	24	11	2764.8	0.002765	7850	21.704	1	22		
Aro #3	0.72	65	24		1123.2	0.001123	7850	8.817	1	9	ton	
Aro #3	0.72	110	24		1900.8	0.001901	7850	14.921	1	15	0.046	Varilla #3
Varilla #5	1.98	460	8	40	8553.6	0.008554	7850	67.146	1	68	0.068	Varilla #5
Varilla #6	2.85	460	2	40	3078.0	0.003078	7850	24.162	1	25	0.025	Varilla #6
												0.139
Viga 7.20m					Volumen			Densidad				
$A_s(\text{cm}^2)$	$l(\text{cm})$	und	$l_{des}(\text{cm})$	@ (cm)	(cm^3)	(m^3)	(k/m^3)	Total	Cant.	kg_{total}		
Aro #3	0.72	160	26	10	2995.2	0.002995	7850	23.512	3	71		
Aro #3	0.72	65	26		1216.8	0.001217	7850	9.552	3	29	ton	
Aro #3	0.72	110	26		2059.2	0.002059	7850	16.165	3	49	0.149	Varilla #3
Varilla #5	1.98	720	8	50	12988.8	0.012989	7850	101.962	3	306	0.306	Varilla #5
Varilla #6	2.85	720	2	50	4674.0	0.004674	7850	36.691	3	111	0.111	Varilla #6
												0.566
Viga 2.65m					Volumen			Densidad				
$A_s(\text{cm}^2)$	$l(\text{cm})$	und	$l_{des}(\text{cm})$	@ (cm)	(cm^3)	(m^3)	(k/m^3)	Total	Cant.	kg_{total}		
Aro #3	0.72	160	20	13	2304	0.002304	7850	18.086	2	37		
Aro #3	0.72	65	20		936	0.000936	7850	7.348	2	15	ton	
Aro #3	0.72	110	20		1584	0.001584	7850	12.434	2	25	0.077	Varilla #3
Varilla #4	1.27	265	2	35	850.9	0.000851	7850	6.680	2	14	0.014	Varilla #4
Varilla #5	1.98	265	6	35	3979.8	0.003980	7850	31.241	2	63	0.063	Varilla #5
												0.154
Viga 1.80m					Volumen			Densidad				
$A_s(\text{cm}^2)$	$l(\text{cm})$	und	$l_{des}(\text{cm})$	@ (cm)	(cm^3)	(m^3)	(k/m^3)	Total	Cant.	kg_{total}		
Aro #3	0.72	160	15	17	1728	0.001728	7850	13.565	2	28		
Aro #3	0.72	65	15		702	0.000702	7850	5.511	2	12	ton	
Aro #3	0.72	110	15		1188	0.001188	7850	9.326	2	19	0.059	Varilla #3
Varilla #4	1.27	180	6	30	1828.8	0.001829	7850	14.356	2	29	0.029	Varilla #4
Varilla #5	1.98	180	2	30	950.4	0.000950	7850	7.461	2	15	0.015	Varilla #5
												0.103

Tabla 36, cantidades calculadas de acero de refuerzo para vigas de hormigón

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

		Columna 50*50				Volumen		Densidad						
		$A_s(\text{cm}^2)$	$l(\text{cm})$	und	$l_{emp}(\text{cm})$	@ (cm)	(cm^3)	(m^3)	(k/m^3)	Total	Cant.	kg_{total}		
Aro #4		1.27	200	32		9	8128.0	0.008128	7850	63.805	336	21439		
Aro #4		1.27	140	32		9	5689.6	0.005690	7850	44.663	336	15007	ton	
Aro #4		1.27	140	32		9	5689.6	0.005690	7850	44.663	336	15007	51.453	varilla #4
varilla #6		2.85	288	8	30		7934.4	0.007934	7850	62.285	336	20928	20.928	varilla #6
varilla #7		3.88	288	4	30		5401.0	0.005401	7850	42.398	336	14246	14.246	varilla #7
													86.627	

		Columna 45*45				Volumen		Densidad						
		$A_s(\text{cm}^2)$	$l(\text{cm})$	und	$l_{emp}(\text{cm})$	@ (cm)	(cm^3)	(m^3)	(k/m^3)	Total	Cant.	kg_{total}		
Aro #4		1.27	180	29		10	6629.4	0.006629	7850	52.041	336	17486		
o #4		1.27	120	29		10	4419.6	0.004420	7850	34.694	336	11658	ton	
o #4		1.27	120	29		10	4419.6	0.004420	7850	34.694	336	11658	40.802	varilla #4
illa #5		1.98	288	4	40		2914.6	0.002915	7850	22.879	336	7688	7.688	varilla #5
varilla #6		2.85	288	6	40		6292.8	0.006293	7850	49.398	336	16598	16.598	varilla #6
													65.088	

		Columna 40*40				Volumen		Densidad						
		$A_s(\text{cm}^2)$	$l(\text{cm})$	und	$l_{emp}(\text{cm})$	@ (cm)	(cm^3)	(m^3)	(k/m^3)	Total	Cant.	kg_{total}		
Aro #4		1.27	160	27		11	5486.4	0.005486	7850	43.068	288	12404		
Aro #4		1.27	100	27		11	3429.0	0.003429	7850	26.918	288	7753	ton	
Aro #4		1.27	100	27		11	3429.0	0.003429	7850	26.918	288	7753	27.910	varilla #4
varilla #5		1.98	288	4	30		2756.2	0.002756	7850	21.636	288	6232	6.232	varilla #5
varilla #6		2.85	288	4	30		3967.2	0.003967	7850	31.143	288	8970	8.970	varilla #6
													43.112	

Tabla 37, cantidades calculadas de acero de refuerzo para columnas de hormigón

Toneladas de	varilla #3	varilla #4	varilla #5	varilla #6	Toneladas de	varilla #4	varilla #5	varilla #6	varilla #7
Viga 5.15m	1.304	0.760	0.296		Columna 50*50	51.453		20.928	14.246
Viga 4.85m	1.244	0.696	0.272		Columna 45*45	40.802	7.688	16.598	
Viga 2.55m	0.323	0.189	0.098		Columna 40*40	27.91	6.232	8.97	
Viga 2.25m	0.286	0.135	0.070		$\Sigma_{\text{total columnas}}$	120.165	13.92	46.496	14.246
Viga 2.45m	0.323	0.183	0.095		Refuerzo para entrepisos de concreto				
Viga 4.60m	0.046		0.068	0.025					
Viga 7.20m	0.149		0.306	0.111	373.5	2.34	1005.09	20.10	
Viga 2.65m	0.077	0.014	0.063						
Viga 1.80m	0.059	0.029	0.015						
$\Sigma_{\text{cada nivel}}$	3.811	2.006	1.283	0.136					
$\Sigma_{\text{total vigas}}$	76.22	40.12	25.66	2.72					

Tabla 38 resumen de cantidades de acero de refuerzo

Para el sistema de entrepisos se determinó que la opción viable por precio y para no agregar peso extra sin ser necesario, será el sistema calculado inicialmente de vigueta y bloque, pero con sobrelosa de 6 cm mínimo por las condiciones antes mencionadas. En el sistema por ficha técnica está definido que la cantidad de acero necesario para cumplir con la resistencia mencionada, en este caso es malla #2 @30 cm, según la fig. 8.9 (Delgado Martínez et al., 2018), recomienda como opción por el espesor de la losa, la malla que comercialmente se encuentra en 6.35 mm pero se selecciona otra con diámetro 5.3 mm porque vienen dispuestas @15 cm ofreciendo inclusive mayor resistencia por cumplir con mayor área de acero según su disposición. El precio en este caso para la malla seleccionada es aproximadamente $\$1462.74$ y su peso 2.34 kg por m^2 según lo visto en el Colono Construcción.

Para proseguir con el presupuesto final de la tipología aporticada y estructurada en concreto reforzado fundido en el lugar, hace falta considerar un porcentaje de alambre recocido #18, el cual por experiencia de los consultados se estima entre un 2 % y hasta un 4% dependiendo del tipo de estructura.

Se debe aún resaltar que por las cantidades requeridas para el tipo de proyecto, los comerciantes ofrecen entre un diez y quince por ciento en descuentos, algunos otros casos en que el beneficio es o se incluye también el transporte de los materiales, otros inclusive aportan asesoría técnica.

Nota: Se debe resaltar que las cantidades o precios estimados por los materiales hasta este punto, son tomados según las existencias disponibles de cada proveedor y a la fecha aproximada de la primera semana de junio de 2024, considerando también que se prevé un aumento para el mes de julio de 2024 de aproximadamente un 7 % en el precio actual del cemento, esto según Federico Madrigal asesor técnico-comercial de una reconocida procesadora de concretos nacional.

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

PRESUPUESTO PARA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO PARA UN SISTEMA APORTICADO DE 20 NIVELES Y 373.5 METROS CUADRADOS										
ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	Und	COSTOS UNITARIOS			COMPONENTES DE COSTO			GRAN TOTAL
				M.Obra	Materiales	Subcont.	M.Obra	Materiales	Subcont.	
\$	Columnas de concreto reforzado	242.0	m ³							
530	Nivel 1-7									
	Columnas 0.5*0.5	48.00	und							
	Altura	2.88	m							
	Ancho	0.50	m							
	Alto	0.50	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	1,104.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€6,436,320	€6,436,320
herr.	Alquiler de puntales	110.40	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€219,365	€219,365
herr.	Bombeo del concreto	242.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€3,146,000	€3,146,000
mat.	Acero #4 def g 60 para la armadura	51,453.00	kg	€0	€462	€0	€0	€23,771,286	€0	€23,771,286
mat.	Acero #6 def g 60 para la armadura	20,928.00	kg	€0	€462	€0	€0	€9,668,736	€0	€9,668,736
mat.	Acero #7 def g 60 para la armadura	14,246.00	kg	€0	€462	€0	€0	€6,581,652	€0	€6,581,652
mat.	Alambre negro 2.5%	2,166.00	kg	€0	€569	€0	€0	€1,232,454	€0	€1,232,454
mat.	Concreto f'c=350kg/cm2	242.00	m ³	€0	€98,900	€0	€0	€23,933,800	€0	€23,933,800
mat.	Desmoldante	1,932.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€241,500	€0	€241,500
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	1,932.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€13,524,000	€13,524,000
tarea	Mano de obra tretilado y colocación de acero	86,627.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€33,784,530	€33,784,530
tarea	Mano de obra colocación de concreto	242.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€1,694,000	€1,694,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
	Nivel 8-14					Σ	€0	€65,429,428	€58,804,215	€124,233,643
	Columnas 0.45*0.45	48.00	und							
	Altura	2.88	m							
	Ancho	0.45	m							
	Alto	0.45	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	996.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€5,806,680	€5,806,680
herr.	Alquiler de puntales	99.60	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€197,905	€197,905
herr.	Bombeo del concreto	196.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€2,548,000	€2,548,000
mat.	Acero #4 def g 60 para la armadura	40,802.00	kg	€0	€462	€0	€0	€18,850,524	€0	€18,850,524
mat.	Acero #5 def g 60 para la armadura	7,688.00	kg	€0	€462	€0	€0	€3,551,856	€0	€3,551,856
mat.	Acero #6 def g 60 para la armadura	16,598.00	kg	€0	€462	€0	€0	€7,668,276	€0	€7,668,276
mat.	Alambre negro 2.5%	1,628.00	kg	€0	€569	€0	€0	€926,332	€0	€926,332
mat.	Concreto f'c=280kg/cm2	196.00	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€18,130,000	€0	€18,130,000
mat.	Desmoldante	1,743.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€217,875	€0	€217,875
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	1,743.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€12,201,000	€12,201,000
tarea	Mano de obra tretilado y colocación de acero	65,088.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€25,384,320	€25,384,320
tarea	Mano de obra colocación de concreto	196.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€1,372,000	€1,372,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
	Nivel 15-20					Σ	€0	€49,344,863	€47,509,905	€96,854,768
	Columnas 0.40*0.40	48.00	und							
	Altura	2.88	m							
	Ancho	0.40	m							
	Alto	0.40	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	663.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€3,865,290	€3,865,290
herr.	Alquiler de puntales	66.30	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€131,738	€131,738
herr.	Bombeo del concreto	155.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€2,015,000	€2,015,000
mat.	Acero #4 def g 60 para la armadura	27,910.00	kg	€0	€462	€0	€0	€12,894,420	€0	€12,894,420
mat.	Acero #5 def g 60 para la armadura	6,232.00	kg	€0	€462	€0	€0	€2,879,184	€0	€2,879,184
mat.	Acero #6 def g 60 para la armadura	8,970.00	kg	€0	€462	€0	€0	€4,144,140	€0	€4,144,140
mat.	Alambre negro 2.5%	1,078.00	kg	€0	€569	€0	€0	€613,382	€0	€613,382
mat.	Concreto f'c=280kg/cm2	155.00	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€14,337,500	€0	€14,337,500
mat.	Desmoldante	1,326.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€165,750	€0	€165,750
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	1,326.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€9,282,000	€9,282,000
tarea	Mano de obra tretilado y colocación de acero	43,112.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€16,813,680	€16,813,680
tarea	Mano de obra colocación de concreto	155.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€1,085,000	€1,085,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
	Costo		m3			Σ	€0	€35,034,376	€33,192,708	€68,227,084
	Costo total para la tarea de columnas de concreto							€149,808,667	€139,506,828	€289,315,495

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

PRESUPUESTO PARA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO PARA UN SISTEMA APORTICADO DE 20 NIVELES Y 373.5 METROS CUADRADOS										
ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	Und	COSTOS UNITARIOS			COMPONENTES DE COSTO			GRAN TOTAL
				M.Obra	Materiales	Subcont.	M.Obra	Materiales	Subcont.	
	Vigas de carga en concreto reforzado	13.0	m ³							
1	Nivel 1-20									
	Vigas 0.3*0.5	16.00	und							
	Longitud	5.15	m							
	Ancho	0.30	m							
	Alto	0.50	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	1,177.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€6,861,910	€6,861,910
herr.	Alquiler de puntales	1,647.80	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€3,274,179	€3,274,179
herr.	Bombeo del concreto	13.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€169,000	€169,000
mat.	Acero #3 def g 60 para la armadura	26,080.00	kg	€0	€462	€0	€0	€12,048,960	€0	€12,048,960
mat.	Acero #4 def g 60 para la armadura	15,200.00	kg	€0	€462	€0	€0	€7,022,400	€0	€7,022,400
mat.	Acero #5 def g 60 para la armadura	5,920.00	kg	€0	€462	€0	€0	€2,735,040	€0	€2,735,040
mat.	Alambre negro 2.5%	1,180.00	kg	€0	€569	€0	€0	€671,420	€0	€671,420
mat.	Concreto f c=280kg/cm2	13.00	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€1,202,500	€0	€1,202,500
mat.	Desmoldante	2,140.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€267,500	€0	€267,500
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	2,140.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€14,980,000	€14,980,000
tarea	Mano de obra trefilado y colocación de acero	47,200.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€18,408,000	€18,408,000
tarea	Mano de obra colocación de concreto	13.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€91,000	€91,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
2	Nivel 1-20					Σ	€0	€23,947,820	€43,784,089	€67,731,909
	Vigas 0.3*0.5	20.00	und							
	Longitud	4.85	m							
	Ancho	0.30	m							
	Alto	0.50	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	1,386.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€8,080,380	€8,080,380
herr.	Alquiler de puntales	1,940.40	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€3,855,575	€3,855,575
herr.	Bombeo del concreto	15.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€195,000	€195,000
mat.	Acero #3 def g 60 para la armadura	24,880.00	kg	€0	€462	€0	€0	€11,494,560	€0	€11,494,560
mat.	Acero #4 def g 60 para la armadura	13,920.00	kg	€0	€462	€0	€0	€6,431,040	€0	€6,431,040
mat.	Acero #5 def g 60 para la armadura	5,440.00	kg	€0	€462	€0	€0	€2,513,280	€0	€2,513,280
mat.	Alambre negro 2.5%	1,106.00	kg	€0	€569	€0	€0	€629,314	€0	€629,314
mat.	Concreto f c=280kg/cm2	15.00	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€1,387,500	€0	€1,387,500
mat.	Desmoldante	2,520.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€315,000	€0	€315,000
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	2,520.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€17,640,000	€17,640,000
tarea	Mano de obra trefilado y colocación de acero	44,240.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€17,253,600	€17,253,600
tarea	Mano de obra colocación de concreto	15.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€105,000	€105,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
3	Nivel 1-20					Σ	€0	€22,770,694	€47,129,555	€69,900,249
	Vigas 0.3*0.5	10.00	und							
	Longitud	2.55	m							
	Ancho	0.30	m							
	Alto	0.50	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	363.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€2,116,290	€2,116,290
herr.	Alquiler de puntales	508.20	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€1,009,793	€1,009,793
herr.	Bombeo del concreto	4.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€52,000	€52,000
mat.	Acero #3 def g 60 para la armadura	6,460.00	kg	€0	€462	€0	€0	€2,984,520	€0	€2,984,520
mat.	Acero #4 def g 60 para la armadura	3,780.00	kg	€0	€462	€0	€0	€1,746,360	€0	€1,746,360
mat.	Acero #5 def g 60 para la armadura	1,960.00	kg	€0	€462	€0	€0	€905,520	€0	€905,520
mat.	Alambre negro 2.5%	305.00	kg	€0	€569	€0	€0	€173,545	€0	€173,545
mat.	Concreto f c=280kg/cm2	4.00	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€370,000	€0	€370,000
mat.	Desmoldante	660.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€82,500	€0	€82,500
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	660.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€4,620,000	€4,620,000
tarea	Mano de obra trefilado y colocación de acero	12,200.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€4,758,000	€4,758,000
tarea	Mano de obra colocación de concreto	4.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€28,000	€28,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
4	Nivel 1-20	Costo	m3			Σ	€0	€6,262,445	€12,584,083	€18,846,528

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

	Vigas 0.3*0.5	10.00	und							
	Longitud	2.25	m							
	Ancho	0.30	m							
	Alto	0.50	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	319.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€1,859,770	€1,859,770
herr.	Alquiler de puntales	446.60	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€887,394	€887,394
herr.	Bombeo del concreto	4.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€52,000	€52,000
mat.	Acero #3 def g 60 para la armadura	5,720.00	kg	€0	€462	€0	€0	€2,642,640	€0	€2,642,640
mat.	Acero #4 def g 60 para la armadura	2,700.00	kg	€0	€462	€0	€0	€1,247,400	€0	€1,247,400
mat.	Acero #5 def g 60 para la armadura	1,400.00	kg	€0	€462	€0	€0	€646,800	€0	€646,800
mat.	Alambre negro 2.5%	246.00	kg	€0	€569	€0	€0	€139,974	€0	€139,974
mat.	Concreto f c=280kg/cm2	4.00	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€370,000	€0	€370,000
mat.	Desmoldante	580.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€72,500	€0	€72,500
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	580.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€4,060,000	€4,060,000
tarea	Mano de obra trefilado y colocación de acero	9,820.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€3,829,800	€3,829,800
tarea	Mano de obra colocación de concreto	4.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€28,000	€28,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
5		Costo	und			Σ	€0	€5,119,314	€10,716,964	€15,836,278
	Vigas 0.3*0.5	10.00	und							
	Longitud	2.45	m							
	Ancho	0.30	m							
	Alto	0.50	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	352.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€2,052,160	€2,052,160
herr.	Alquiler de puntales	492.80	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€979,194	€979,194
herr.	Bombeo del concreto	4.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€52,000	€52,000
mat.	Acero #3 def g 60 para la armadura	6,460.00	kg	€0	€462	€0	€0	€2,984,520	€0	€2,984,520
mat.	Acero #4 def g 60 para la armadura	3,660.00	kg	€0	€462	€0	€0	€1,690,920	€0	€1,690,920
mat.	Acero #5 def g 60 para la armadura	1,900.00	kg	€0	€462	€0	€0	€877,800	€0	€877,800
mat.	Alambre negro 2.5%	301.00	kg	€0	€569	€0	€0	€171,269	€0	€171,269
mat.	Concreto f c=280kg/cm2	4.00	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€370,000	€0	€370,000
mat.	Desmoldante	640.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€80,000	€0	€80,000
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	640.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€4,480,000	€4,480,000
tarea	Mano de obra trefilado y colocación de acero	12,020.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€4,687,800	€4,687,800
tarea	Mano de obra colocación de concreto	4.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€28,000	€28,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
6	Nivel 1-20					Σ	€0	€6,174,509	€12,279,154	€18,453,663
	Vigas 0.3*0.5	1.00	und							
	Longitud	4.60	m							
	Ancho	0.30	m							
	Alto	0.50	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	66.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€384,780	€384,780
herr.	Alquiler de puntales	92.40	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€183,599	€183,599
herr.	Bombeo del concreto	1.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€13,000	€13,000
mat.	Acero #3 def g 60 para la armadura	9,200.00	kg	€0	€462	€0	€0	€4,250,400	€0	€4,250,400
mat.	Acero #5 def g 60 para la armadura	13,600.00	kg	€0	€462	€0	€0	€6,283,200	€0	€6,283,200
mat.	Acero #6 def g 60 para la armadura	5,000.00	kg	€0	€462	€0	€0	€2,310,000	€0	€2,310,000
mat.	Alambre negro 2.5%	695.00	kg	€0	€569	€0	€0	€395,455	€0	€395,455
mat.	Concreto f c=280kg/cm2	1.00	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€92,500	€0	€92,500
mat.	Desmoldante	120.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€15,000	€0	€15,000
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	120.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€840,000	€840,000
tarea	Mano de obra trefilado y colocación de acero	27,800.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€10,842,000	€10,842,000
tarea	Mano de obra colocación de concreto	1.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€7,000	€7,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
7	Nivel 1-20					Σ	€0	€13,346,555	€12,270,379	€25,616,934

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

	Vigas 0.3*0.5	3.00	und							
	Longitud	7.20	m							
	Ancho	0.30	m							
	Alto	0.50	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	308.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€1,795,640	€1,795,640
herr.	Alquiler de puntales	431.20	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€856,794	€856,794
herr.	Bombeo del concreto	4.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€52,000	€52,000
mat.	Acero #3 def g 60 para la armadura	2,980.00	kg	€0	€462	€0	€0	€1,376,760	€0	€1,376,760
mat.	Acero #5 def g 60 para la armadura	6,120.00	kg	€0	€462	€0	€0	€2,827,440	€0	€2,827,440
mat.	Acero #6 def g 60 para la armadura	2,220.00	kg	€0	€462	€0	€0	€1,025,640	€0	€1,025,640
mat.	Alambre negro 2.5%	283.00	kg	€0	€569	€0	€0	€161,027	€0	€161,027
mat.	Concreto f'c=280kg/cm2	4.00	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€370,000	€0	€370,000
mat.	Desmoldante	560.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€70,000	€0	€70,000
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	560.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€3,920,000	€3,920,000
tarea	Mano de obra trefilado y colocación de acero	11,320.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€4,414,800	€4,414,800
tarea	Mano de obra colocación de concreto	4.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€28,000	€28,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
8	Nivel 1-20					Σ	€0	€5,830,867	€11,067,234	€16,898,101
	Vigas 0.3*0.5	2.00	und							
	Longitud	2.65	m							
	Ancho	0.30	m							
	Alto	0.50	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	77.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€448,910	€448,910
herr.	Alquiler de puntales	107.80	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€214,199	€214,199
herr.	Bombeo del concreto	1.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€13,000	€13,000
mat.	Acero #3 def g 60 para la armadura	1,540.00	kg	€0	€462	€0	€0	€711,480	€0	€711,480
mat.	Acero #4 def g 60 para la armadura	280.00	kg	€0	€462	€0	€0	€129,360	€0	€129,360
mat.	Acero #5 def g 60 para la armadura	1,260.00	kg	€0	€462	€0	€0	€582,120	€0	€582,120
mat.	Alambre negro 2.5%	77.00	kg	€0	€569	€0	€0	€43,813	€0	€43,813
mat.	Concreto f'c=280kg/cm2	1.00	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€92,500	€0	€92,500
mat.	Desmoldante	140.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€17,500	€0	€17,500
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	140.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€980,000	€980,000
tarea	Mano de obra trefilado y colocación de acero	3,080.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€1,201,200	€1,201,200
tarea	Mano de obra colocación de concreto	1.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€7,000	€7,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
9	Nivel 1-20					Σ	€0	€1,576,773	€2,864,309	€4,441,082
	Vigas 0.3*0.5	2.00	und							
	Longitud	1.80	m							
	Ancho	0.30	m							
	Alto	0.50	m							
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	55.00	m ²	€0	€0	€5,830	€0	€0	€320,650	€320,650
herr.	Alquiler de puntales	77.00	und	€0	€0	€1,987	€0	€0	€152,999	€152,999
herr.	Bombeo del concreto	1.00	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€13,000	€13,000
mat.	Acero #3 def g 60 para la armadura	1,180.00	kg	€0	€462	€0	€0	€545,160	€0	€545,160
mat.	Acero #4 def g 60 para la armadura	580.00	kg	€0	€462	€0	€0	€267,960	€0	€267,960
mat.	Acero #5 def g 60 para la armadura	300.00	kg	€0	€462	€0	€0	€138,600	€0	€138,600
mat.	Alambre negro 2.5%	52.00	kg	€0	€569	€0	€0	€29,588	€0	€29,588
mat.	Concreto f'c=280kg/cm2	1.00	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€92,500	€0	€92,500
mat.	Desmoldante	100.00	m ²	€0	€125	€0	€0	€12,500	€0	€12,500
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	100.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€700,000	€700,000
tarea	Mano de obra trefilado y colocación de acero	2,060.00	kg	€0	€0	€390	€0	€0	€803,400	€803,400
tarea	Mano de obra colocación de concreto	1.00	m ³	€0	€0	€7,000	€0	€0	€7,000	€7,000
	Transporte de materiales	0.00	und	€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
10	Nivel 1-20					Σ	€0	€1,086,308	€1,997,049	€3,083,357
	Costo total para la tarea de vigas de concreto						€0	€86,115,285	€154,692,815	€240,808,100

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

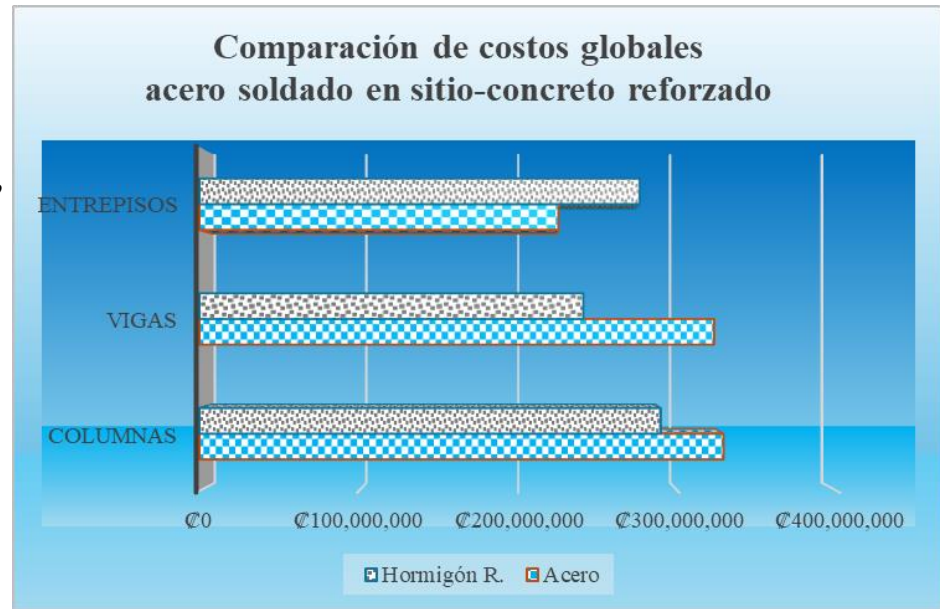
Sistema de entepiso alivianado vigueta-block		373.5								
Nivel 1-20		373.50	m ²	Cada nivel						
Losa entepiso										
herr.	Alquiler de formaleta (área * tiempos)	2,472.80	m	€0	€0	€2,500	€0	€0	€6,182,000	€6,182,000
mat.	Malla electrosoldada #2 2.20 x 6 metros (5.3 mm)	17,479.80	kg	€0	€625	€0	€0	€10,924,875	€0	€10,924,875
mat.	Acero #4 Def g 60 para M. negativos	2,895.82	kg	€0	€462	€0	€0	€1,337,869	€0	€1,337,869
herr.	Bombeo del concreto	507.96	m ³	€0	€0	€13,000	€0	€0	€6,603,480	€6,603,480
mat.	Concreto f'c=280kg/cm2	507.96	m ³	€0	€92,500	€0	€0	€46,986,300	€0	€46,986,300
mat.	Sistema de vigueta pretensada y bloque de concreto	7,470.00	m ²	€0	€0	€16,000	€0	€0	€119,520,000	€119,520,000
mat.	Silleta acero-entepiso 2.5 cm cruz PM25 (SM100)	44,820.00	und	€0	€49	€0	€0	€2,181,389	€0	€2,181,389
mat.	Silleta acero-entepiso 4 cm cruz CP40 (SP125)	14,940.00	und	€0	€62	€0	€0	€925,533	€0	€925,533
mat.	Alambre negro	1,158.33	kg	€0	€569	€0	€0	€659,089	€0	€659,089
mat.	Desmoldante	224.80	m ²	€0	€125	€0	€0	€28,100	€0	€28,100
tarea	Mano de obra colocación sistema de entepiso	7,470.00	m ²	€0	€0	€7,000	€0	€0	€52,290,000	€52,290,000
tarea	Mano de obra encofrado y desencofrado	2,248.00	m	€0	€0	€3,500	€0	€0	€7,868,000	€7,868,000
tarea	Mano de obra trellado y colocación de acero	20,375.62	kg	€212	€0	€0	€4,319,631	€0	€0	€4,319,631
tarea	Mano de obra colocación de concreto	7,470.00	m ²	€0	€0	€2,200	€0	€0	€16,434,000	€16,434,000
	Transporte de materiales	0.00		€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
	Control de calidad	0.00		€0	€0	€0	€0	€0	€0	€0
		36,982.63	Costo	m ²		Total	€4,319,631	€63,043,155	€208,897,480	€276,260,266
Resumen de presupuesto										
Costo global para columnas							COMPONENTES DE COSTO			Total sistema columnas
						M.Obra	Materiales	Subcont.		
	Montos totales					€0	€149,808,667	€139,506,828		€289,315,495
Costo global para vigas										Total sistema vigas
						M.Obra	Materiales	Subcont.		
	Montos totales					€0	€86,115,285	€154,692,815		€240,808,100
Costo global para sistema de entepiso										Total sistema entepiso
						M.Obra	Materiales	Subcont.		
	Montos totales					€4,319,631	€63,043,155	€208,897,480		€276,260,266
						Costo final del proyecto				€806,383,862
										\$1,521,479

Tabla 39 Presupuesto final para la estructura de hormigón reforzado



Diagrama 8, comparativo de costo sistema apernado-concreto reforzado

Diagrama 9, comparativo de costo sistema soldado en sitio-concreto reforzado



Resumen del presupuesto

Esta parte entre las diferentes que componen un presupuesto de construcción y la que como se mencionó antes, representa aproximadamente entre un 30 % y un 35 % del total de una obra de este tipo de edificaciones, dice con los datos de costos obtenidos, que de la forma en que se planteó inicialmente este proyecto, la estructura de concreto reforzado requeriría una inversión estimada de un 82 % de lo que costaría hacerla con el sistema de acero apernado, la estructura soldada en lugar supera por poco un 89%. Se analiza finalmente que el costo del sistema de entrecimiento de Metaldeck se estima en un 82% del costo del sistema vigueta pretensada-bloque de concreto y se puede implementar en su lugar, disminuyendo aún más el costo final del proyecto.

Resumen de costos para las tipologías en estudio				
Sistema	Apernado	Soldado en el lugar	Concreto Metaldeck	Concreto Vigueta-Block
Columnas	€382,928,599	€328,680,381	€289,315,495	€289,315,495
Vigas	€375,999,484	€322,732,890	€240,808,100	€240,808,100
Entrepisos	€225,176,574	€225,176,574	€225,176,574	€276,260,266
Σ	€984,104,657	€876,589,845	€755,300,169	€806,383,862
	100.00%	89.07%	76.75%	81.94%

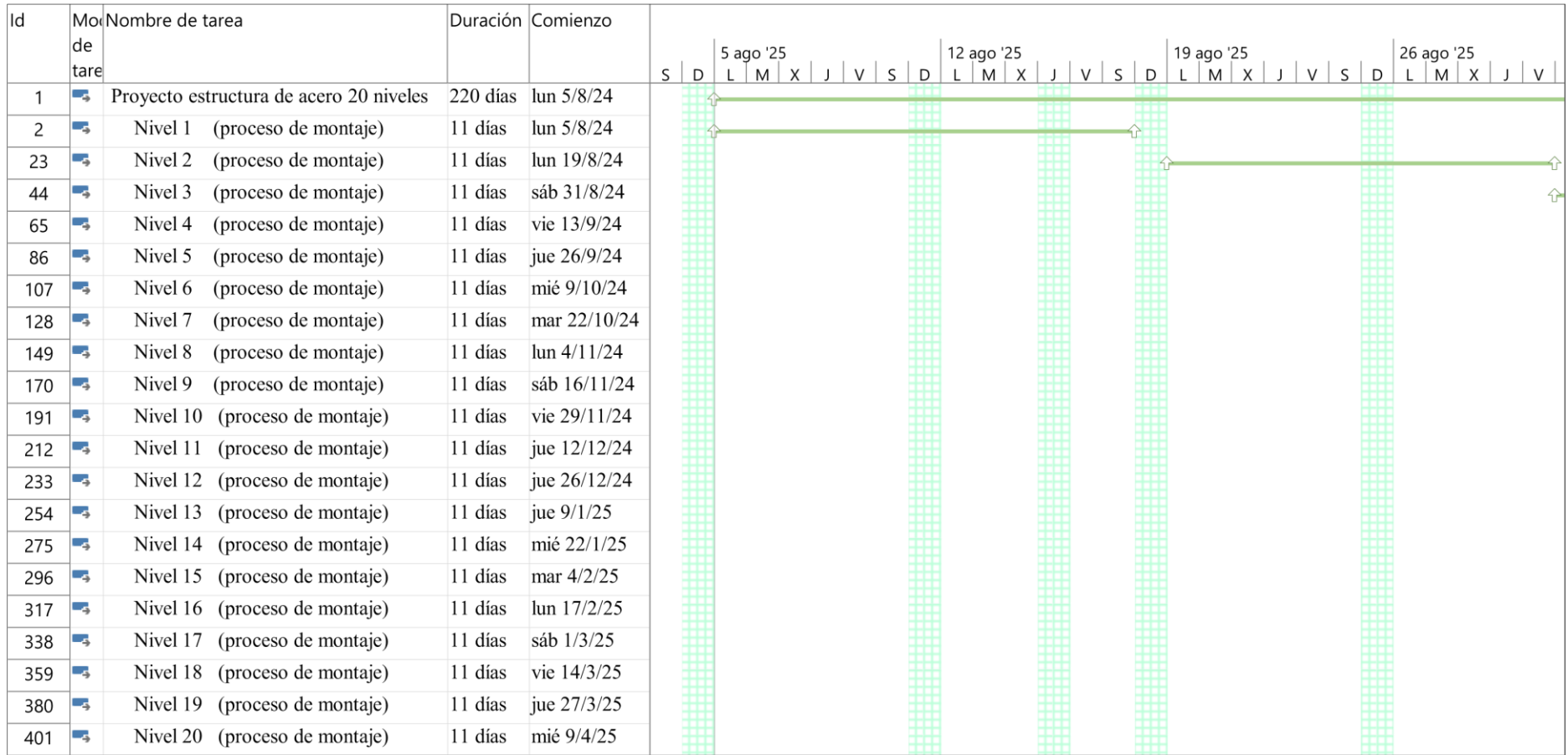
Tabla 40, resumen comparativo final de costos y opciones

Estimación de tiempos de ejecución, según proveedores de servicios

Aplicando los rendimientos estimados por cada uno de los subcontratistas consultados al respecto de este proyecto en particular, según el área o huella constructiva y con la exposición de la planta arquitectónica y su distribución estructural, también los tiempos conocidos por experiencia de los profesionales consultados y finalmente con el aporte de los técnicos e ingenieros que laboran actualmente en la construcción de algunos edificios de altura en los alrededores de la Universidad Central, se comprueba que los tiempos estimados por alquiler de encofrados dentro de los presupuestos, es correcto. Se puede mencionar que los tiempos suelen ser ideales y no siempre se cumplen, por ejemplo, al preguntar sobre la rapidez de elevación de cada nivel con respecto al siguiente, rápidamente responde el gerente del proyecto “dos semanas”, pero al consultar desde una perspectiva diferente, se ha visto como el avance de la obra se dio de tres niveles o menos en dos meses, o sea casi tres semanas y más por montaje o elevación de cada nivel, lo que representa acumulación de altos costos por alquiler de encofrados y puntales, torre grúa, servicios sanitarios, planillas y todo lo que varía el costo según el tiempo. A este respecto se tiene información un poco más atrevida por parte del reconocido maestro de obras Ariel Palacios de la empresa Edica Constructora, quien tuvo a su cargo el montaje en acero de la torre del aeropuerto Juan Santamaria y ahora tiene a su cargo los desarrollos en altura más recientes de la empresa en el área Nunciatura de Rohrmoser, quien expresa que el tiempo estimado para avanzar por nivel es de una semana, pero dice que en donde se encuentra ahora mismo el avance se prolonga hasta los 10 días por causa de escasez de mano de obra.

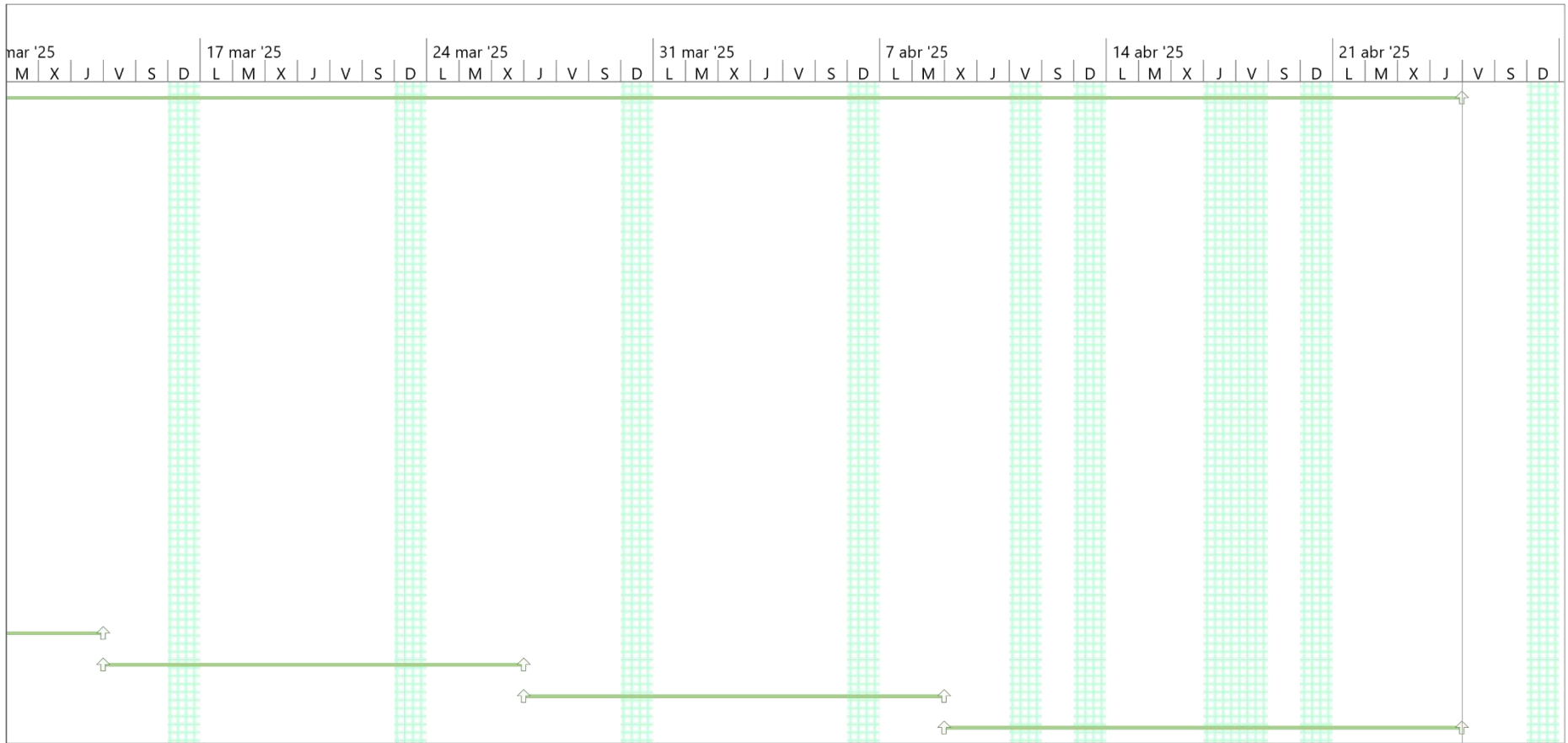
Con lo anterior en mano, se resumen los estimados de tiempo máximos sugeridos por los subcontratistas y se aplican en el software Project según cada tipo de estructura y así valorar la diferencia estimada para aproximar el nivel de factibilidad que cada tipología puede ofrecer.

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA



Proyecto: Estructura de acero Fecha: sáb 8/6/24	Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
	División		Tarea manual		Hito externo	
	Hito		solo duración		Fecha límite	
	Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
	Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
	Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
	Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA



Proyecto: Estructura de acero Fecha: sáb 8/6/24	Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
	División		Tarea manual		Hito externo	
	Hito		solo duración		Fecha límite	
	Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
	Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
	Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
	Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	

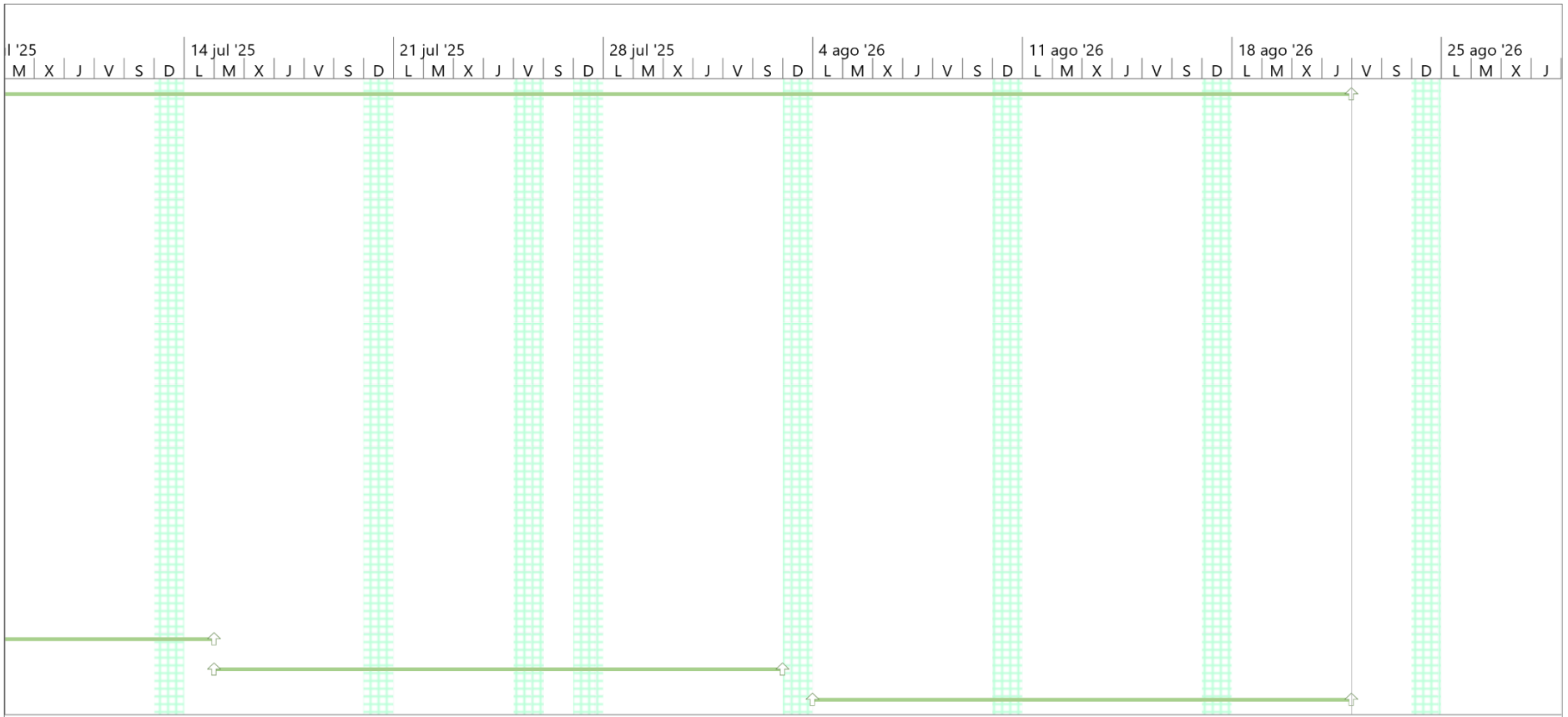
ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

Id	Mo de tare	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Gantt Chart																											
					5 ago '25							12 ago '25							19 ago '25							26 ago '25						
					S	D	L	M	X	J	V	S	D	L	M	X	J	V	S	D	L	M	X	J	V	S	D	L	M	X	J	V
1		Proyecto estructura de concreto 20 niveles	320 días	lun 5/8/24	[Green bar with arrows at start and end]																											
2		Nivel 1 (proceso constructivo)	16 días	lun 5/8/24	[Green bar with arrow at start]																											
28		Nivel 2 (proceso constructivo)	16 días	sáb 24/8/24	[Green bar with arrow at start]																											
54		Nivel 3 (proceso constructivo)	16 días	jue 12/9/24	[Green bar with arrow at start]																											
80		Nivel 4 (proceso constructivo)	16 días	mar 1/10/24	[Green bar with arrow at start]																											
106		Nivel 5 (proceso constructivo)	16 días	sáb 19/10/24	[Green bar with arrow at start]																											
132		Nivel 6 (proceso constructivo)	16 días	jue 7/11/24	[Green bar with arrow at start]																											
158		Nivel 7 (proceso constructivo)	16 días	mar 26/11/24	[Green bar with arrow at start]																											
184		Nivel 8 (proceso constructivo)	16 días	sáb 14/12/24	[Green bar with arrow at start]																											
210		Nivel 9 (proceso constructivo)	16 días	sáb 4/1/25	[Green bar with arrow at start]																											
236		Nivel 10 (proceso constructivo)	16 días	jue 23/1/25	[Green bar with arrow at start]																											
262		Nivel 11 (proceso constructivo)	16 días	mar 11/2/25	[Green bar with arrow at start]																											
288		Nivel 12 (proceso constructivo)	16 días	sáb 1/3/25	[Green bar with arrow at start]																											
314		Nivel 13 (proceso constructivo)	16 días	jue 20/3/25	[Green bar with arrow at start]																											
340		Nivel 14 (proceso constructivo)	16 días	mar 8/4/25	[Green bar with arrow at start]																											
366		Nivel 15 (proceso constructivo)	16 días	mié 30/4/25	[Green bar with arrow at start]																											
392		Nivel 16 (proceso constructivo)	16 días	mar 20/5/25	[Green bar with arrow at start]																											
418		Nivel 17 (proceso constructivo)	16 días	sáb 7/6/25	[Green bar with arrow at start]																											
444		Nivel 18 (proceso constructivo)	16 días	jue 26/6/25	[Green bar with arrow at start]																											
470		Nivel 19 (proceso constructivo)	16 días	mar 15/7/25	[Green bar with arrow at start]																											
496		Nivel 20 (proceso constructivo)	16 días	lun 4/8/25	[Green bar with arrow at start]																											

Proyecto: Estructura de concret
 Fecha: sáb 8/6/24

Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
División		Tarea manual		Hito externo	
Hito		solo duración		Fecha límite	
Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA



Proyecto: Estructura de concret Fecha: sáb 8/6/24	Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
	División		Tarea manual		Hito externo	
	Hito		solo duración		Fecha límite	
	Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
	Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
	Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
	Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	

Se presenta la página inicial y final de la estructura en acero según el máximo estimado por el soldador estructural y el subcontratista de entresijos, considerando también que el estimado de tiempo por armado de vigas y columnas puede disminuir hasta en un 70% si la estructura es apernada y no se tiene riesgo de atraso por los factores climáticos que afectan directamente sobre la labor de soldadura propiamente. Como resultado se tiene que el avance de obra es limitado principalmente por el trabajo de la torre-grúa y se estima que avanzará aproximadamente un nivel cada 11 días laborados, reduciendo hasta 4 días con el sistema apernado; como nota el sistema de acero permite el avance del montaje de la estructura, dejando rezagada las tareas de armado de refuerzo de acero, vertido, vibrado, pulido y fraguado del concreto para cuando no se requiere el espacio para otras labores, inclusive en los días de descanso para los trabajadores.

La fecha de inicio es 05 de agosto de 2024 y la estimada máxima de finalización es el 24 de abril de 2025, para un total de 262 días calendario y 220 días de labor después de libres y feriados.

También se presentan las páginas inicial y final del estimado de tiempo de ejecución en Project para la estructura en concreto, en los que se puede visualizar el resumen de fechas de inicio estimadas para cada nivel y la fecha estimada de finalización, en este caso y según el estándar consultado, previendo entre el 05 de agosto de 2024 y el 21 de agosto de 2025, para un total de 381 días calendario y según muestra el esquema 320 días laborados después de libres y feriados.

Según los datos obtenidos se muestra que:

$$\frac{262d}{381d} * 100 = 68.77 \%$$

Se resuelve que las labores para el montaje de la estructura de acero y según el proceso seleccionado tendrían una duración máxima aproximada de un 68.8 % del tiempo requerido para erigir la misma estructura, pero con su equivalente en hormigón reforzado.

Capítulo III

Marco metodológico

- Enfoque de la investigación

Determinar la motivación, habilidad y disposición de los profesionales para la implementación de sistemas estructurales de manera neutral, objetivamente y dirigido al interés del cliente final.

- Método de la investigación

Entrevista, sugiriendo, pero no limitando las preguntas al siguiente cuestionario, dirigido al profesional específico como: desarrollador, diseñador estructural, presupuestista, técnicos, etc.

- Fuentes de información

Dirigida a personas dedicadas a las distintas áreas laborales de la construcción, participan ingenieros, arquitectos, técnicos, inspectores, presupuestistas, subcontratistas y otros.

- Variables o unidades de análisis

Costo de los materiales según el diseño estructural y costo actual de los factores que intervienen para la elaboración de manera industrial para la tipología del proyecto en estudio.

- Instrumentos

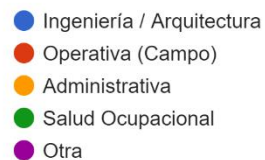
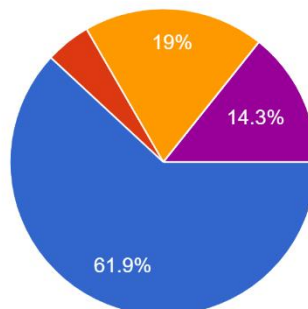
La computadora, el smartphone, literatura y el internet.

- Proceso para la recolección y análisis de datos

Visita a profesionales en su lugar de actividad profesional y realizar la encuesta o entrevista de forma presencial dentro de lo posible o con el uso de videoconferencia, consultas vía correo electrónico o mensajes de texto, también por medio del uso de los formularios de Google en los que se obtienen 21 respuestas finales.

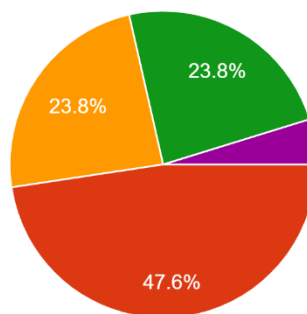
1) ¿En cuál área de la construcción labora usted?

- ✓ Ingeniería / Arquitectura
- ✓ Operativa
- ✓ Administrativa
- ✓ Salud Ocupacional
- ✓ Otra



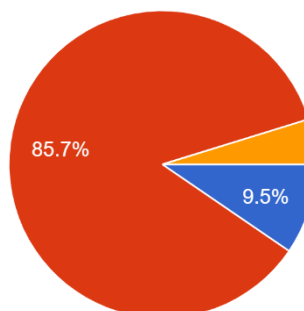
2) ¿A cuál rango de edad pertenece usted?

- ✓ 18 – 25
- ✓ 26 – 35
- ✓ 36 – 45
- ✓ 46 – 55
- ✓ 56 – 65



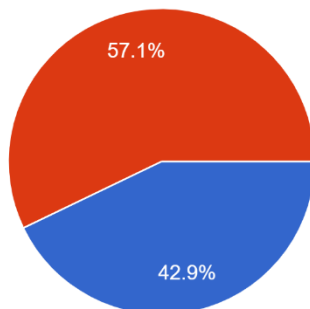
3) ¿Tiene experiencia en construcción de edificios de altura en Costa Rica? (superior a 12 niveles)

- ✓ Sí
- ✓ No
- ✓ Otro



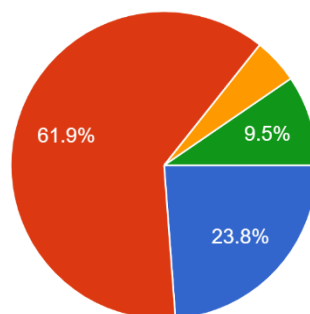
4) ¿Conoce opciones en cuanto al material de la estructura para este tipo de construcciones?

- ✓ Acero
- ✓ Concreto Reforzado
- ✓ Otra
- ✓ Ninguna



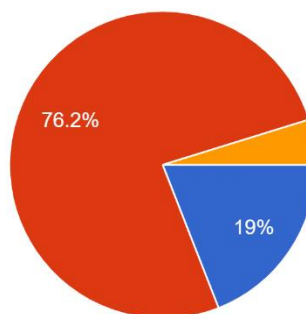
5) ¿Tiene referencia en Costa Rica de edificios construidos con los diferentes materiales estructurales?

- ✓ Acero
- ✓ Concreto
- ✓ Otra
- ✓ Ninguna



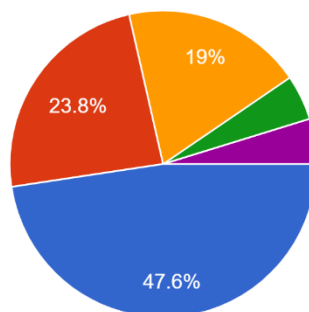
6) ¿Cuál de los materiales mencionados percibe su uso con mayor frecuencia en las estructuras de altura en Costa Rica?

- ✓ Acero
- ✓ Concreto
- ✓ Otro
- ✓ No sé



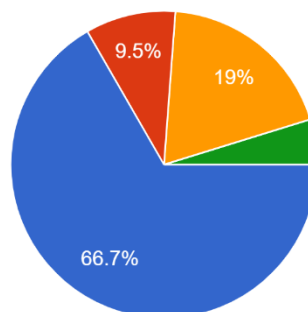
7) ¿Por cuál razón cree usted que sea mayormente utilizado dicho sistema en Costa Rica?

- ✓ Tradición
- ✓ Factibilidad
- ✓ Comercio
- ✓ Información
- ✓ Otro



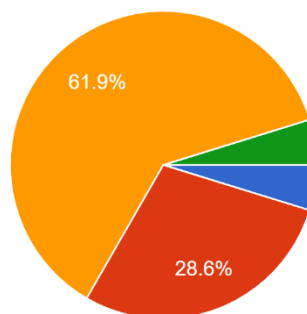
8) ¿Considera usted como factible el aprovechamiento de sistemas estructurales diferentes?

- ✓ Sí
- ✓ No
- ✓ No sé
- ✓ Otro



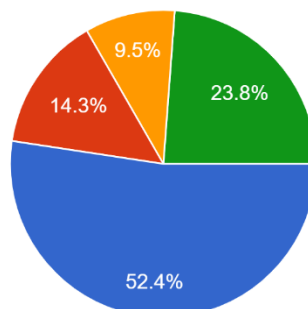
9) ¿En cuanto a calidad, entre sistemas de acero y sistemas de concreto, considera como inferior alguno de ellos para la parte estructural en altura?

- ✓ Acero
- ✓ Concreto
- ✓ Es igual
- ✓ No sé



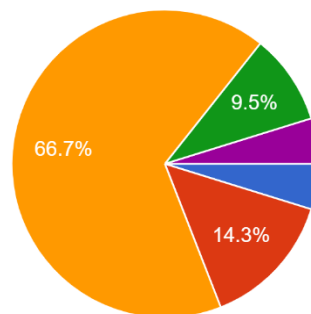
10) ¿En cuanto a precios, para sistemas de acero y sistemas de concreto, considera como menos accesible alguno de ellos para la parte estructural en altura?

- ✓ Acero
- ✓ Concreto
- ✓ Es igual
- ✓ No sé



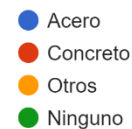
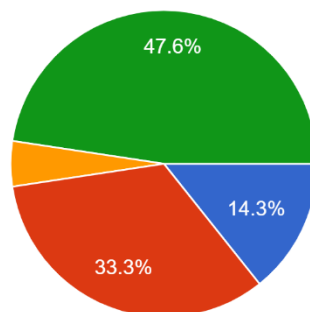
11) ¿Tiene usted conocimientos acerca de los parámetros de diseño para un diseño estructural tanto en elementos de concreto como en elementos de acero?

- ✓ Acero
- ✓ Concreto
- ✓ Ambos
- ✓ Otro
- ✓ Ninguno



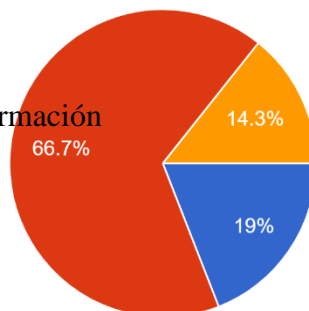
12) ¿Está usted especializado en algún tipo de material para estructuras?

- ✓ Acero
- ✓ Concreto
- ✓ Otros
- ✓ Ninguno



13) ¿Aceptaría usted trabajar en un proyecto diseñado con el sistema estructural diferente al que usualmente trabaja?

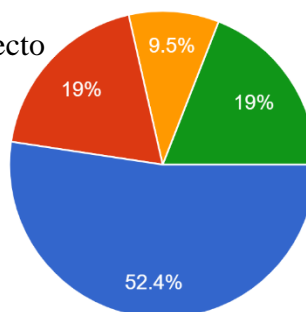
- ✓ Sí, porque tengo formación
- ✓ Sí, para aprender
- ✓ No, porque no tengo formación
- ✓ No aceptaría



- Sí, porque tengo formación
- Sí, para aprender
- No, porque no tengo formación
- No aceptaría

14) ¿Sabe usted si en Costa Rica se cuenta con la capacidad tecnológica para la aplicación de los diferentes sistemas estructurales en altura?

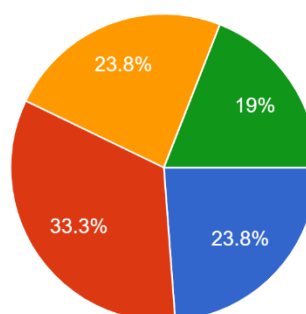
- ✓ Sí se tiene
- ✓ Se obtiene según el proyecto
- ✓ No se tiene
- ✓ No sé



- Sí se tiene
- Se obtiene según el proyecto
- No se tiene
- No sé

15) ¿Encuentra usted objetividad y calidad en cuanto la información disponible comercial y profesionalmente acerca de los diferentes sistemas estructurales en Costa Rica?

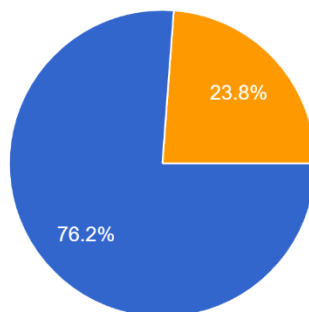
- ✓ Es amplia
- ✓ Es limitada
- ✓ Es subjetiva
- ✓ Es razonable



- Es amplia
- Es limitada
- Es subjetiva
- Es razonable

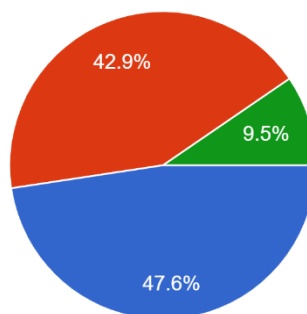
16) ¿Cómo percibe usted el futuro del mercado para edificaciones de altura en Costa Rica?

- ✓ Creciente
- ✓ Decreciente
- ✓ Incierto
- ✓ Otro



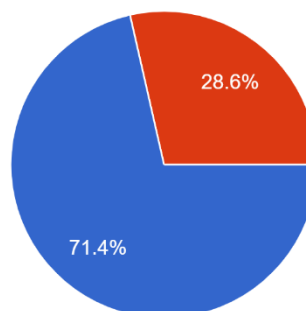
17) ¿Si un cliente le pregunta hoy por el sistema estructural con mayor nivel de factibilidad en Costa Rica para un edificio de 20 niveles, cuál sería su respuesta?

- ✓ Acero
- ✓ Concreto
- ✓ Otro
- ✓ No sabe



18) ¿Aceptaría el parámetro de presupuesto como punto definitivo para la toma de decisión en cuanto al material de construcción?

- ✓ Sí
- ✓ No



Capítulo IV

Análisis de información

Se puede ver en la información obtenida para este trabajo, la cual proviene de diferentes lugares geográficos, que esta varía en términos de diseño y procedimientos de construcción a pesar de los estándares y tecnologías disponibles, se hace subjetiva al profesional, su región y comercio local; estos antecedentes muestran diferentes perspectivas, limitadas principalmente a ofrecer una calificación según las limitaciones de cada autor; como la pregunta 10 señala que un 52 % estima menos accesible el acero, así en algún lugar rige el concreto según los datos del presupuesto, pero en otro aparece de alguna forma más accesible el acero para el tipo de proyecto residencial en altura. En cuanto al rendimiento de los tiempos de ejecución, resulta indudable que el acero marca la pauta de acuerdo con sistema elegido.

Otros trabajos también expresan posibles limitaciones en cuanto al conocimiento general del método de diseño por el sistema que no les resulta conveniente; el conocimiento en cuanto a la etapa del diseño matemático se muestra tan importante hoy en día como su aplicación en los software de apoyo, por ejemplo el usado en este caso, esto, porque académicamente quedarían muchas cosas pendientes por investigar si no se tuviera disponibilidad de estas herramientas; aproximadamente un 67% de los profesionales aceptarían un proyecto para aprender acerca del sistema de su contraparte, “pregunta 13”.

Históricamente se encuentra mayor cantidad de desarrollos según las facilidades que se presentan localmente en uno u otro país, Costa Rica no es la excepción y el contexto constructivo nacional atañe a que en realidad aún no se alcanza el nivel de riqueza con el que en diferentes lugares se llevan a cabo determinado tipo de proyectos como por ejemplo Costa del Este en ciudad de

Panamá, en donde se construyeron decenas de edificios de altura pero la ocupación de su capacidad no alcanza un 50 % y también teniendo en cuenta que la cantidad de población posiblemente no genera la demanda habitacional que existe en muchos otros lugares, esto se presume por no contar con recursos suficientes, no así por falta de interés; por su parte Costa Rica está reconociendo el ejemplo de solución a una necesidad que comienza a crecer “los edificios de altura”, pregunta 16.

Se reconoce como limitante para los desarrollos de acero en suelo tico, el hecho simple de que no es fabricado en Costa Rica, esto, en contraparte con las varias fábricas de concretos existentes, también el costo y tiempos requeridos para eventuales importaciones. Se resalta el hecho de que uno de los mayores desarrolladores del sistema de acero a nivel mundial, se presenta aún, solo como parte del sistema considerado como tradicional en Costa Rica “pregunta 6”.

La estructura de acero resulta menos popular por varias razones, la primera que coinciden los profesionales es el mantenimiento de la estructura pues resultará mucho más demandante y costosa que su contraparte la de concreto reforzado; este mismo punto define el sistema como generador de empleo también a futuro.

En cuanto al presupuesto se requiere de gran “expertis” en diferentes aspectos, comercialmente las empresas subcontratistas de estructura metálica y solo por su gran dominio del tema, consideran inicialmente y según el tipo de proyecto la parte de conexiones apernadas y accesorios como un porcentaje del grueso de la estructura principal, también un mínimo apropiado si se hace como conexiones soldadas y elementos de respaldo, por supuesto todo esto según el tipo de proyecto y su complejidad.

La participación de diferentes sectores para la elaboración de la estructura de acero es mucho menor que cuando se hace en concreto, genera mucho menos empleo, a su vez se requiere de gran inversión, especialización y tecnología para ubicarse en el sector como subcontratista de estructura metálica, por otro lado el concreto reforzado tiene la virtud de ser accesible en todos los niveles.

Se puede ver como el subcontratista de la estructura metálica absorbe gran parte del proyecto, convirtiéndose en socio obligatorio desde la fase de consultoría para el profesional que firma el contrato de construcción con el cliente. A su vez la empresa que presta el servicio de estructura metálica difícilmente participa del restante 65% de la construcción que son las fundaciones, electromecánicos, obra gris y acabados, lo que le convierte en un socio estratégico.

Sin lugar a dudas el rendimiento de tiempo en la estructura de acero apertada es insuperable, pero en este caso la factibilidad estaría dirigida única y exclusivamente al interés particular del inversionista por avanzar más rápidamente; el tiempo que se invertiría en la estructura de concreto dejaría una diferencia presupuestaria nada despreciable de hasta un 23% según los valores estimados en el presupuesto para esta obra específica, como ejemplo en este caso, representa el valor aproximado del total de los entresijos.

Cabe mencionar que la diferencia al considerar las fundaciones es positiva en favor de la estructura metálica, eso reduciría la diferencia antes señalada de un 23% para la comparativa de presupuestos.

Cada profesional consultado para este trabajo tiene una opinión diferente acerca del tipo de proyectos de altura y es evidente que ninguno tiene definido con claridad por qué no de una opción o la otra, por supuesto que también defiende cada uno su producto ante un tema que en

realidad no es correctamente definido por la mayoría; al respecto con la pregunta 7, un 48 % dice que la estructura se hace en concreto por tradición y solo un 24 % lo resuelve por factibilidad; en cuanto el acero, la principal razón más comúnmente citada es que en acero es muy costoso, según la pregunta 10 un 52 % lo considera menos accesible y en las entrevistas realizadas se expresa inclusive en mayor porcentaje; también hay quienes consideran que en Costa Rica no se comportaría correctamente a causa del contexto sísmico, punto refutable con algún simple ejemplo como la Torre Latinoamericana con 44 niveles ubicada en Ciudad de México.

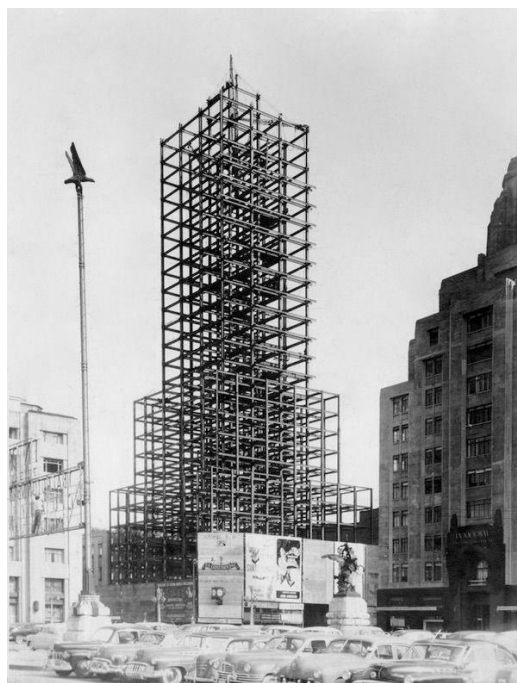


Imagen tomada de patarata.com.mx

Pocas grandes empresas dominan los proyectos de altura, mientras el común de los profesionales nunca ha elaborado edificaciones de más de cuatro o cinco niveles, un 86 % según la pregunta 3; se tuvo inclusive entre las respuestas de alguno de los participantes con más de quince años de experiencia, que cuando se trata de proyectos de la magnitud de esta estructura, el diseño se realiza con asesoría internacional.

Según las entrevistas realizadas se puede ver el esfuerzo de cada profesional por ser accesible a cualquiera de los sistemas estructurales propuestos en este trabajo de investigación, pero a la vez se denota cierta inclinación por aplicar naturalmente lo que cada uno conoce con su experiencia, “pregunta 18”, aunque se reconoce también el peso de la tradición dadas sus virtudes, que a su vez coinciden con la realidad de la construcción en el nivel nacional. Persiste la noción casi generalizada de que son pocas las empresas que determinan el acceso al sistema que se tiene por tradicional en el país, debido principalmente según responde la mayoría de entrevistados a “intereses políticos” señalan una cartelización del producto, pues mencionan que hay influencia limitante en los negocios cuando se trata de grandes proyectos, todo esto principalmente por las noticias sucedidas algunos años atrás con las importaciones de cemento y la participación irregular de algunas empresas en los negocios y licitaciones por parte del estado.

En su contraparte el acero es un mundo totalmente diferente, una realidad mucho más especializada, accesible, pero no al alcance de muchos profesionales, la logística requerida para dicha tipología demanda mayor inversión y preparación, no todos los profesionales de la construcción pueden participar como desarrollador en esta parte del proyecto si no cuenta con la cantidad de facilidades necesarias para tal propósito, esto lleva a la parte de los subcontratos; cuando la estructura es de acero, solamente participa un mismo contratista con un máximo de entre 8 y 10 personas trabajadoras entre soldadores, torquedores y ayudantes, contrario a cuando la estructura es de concreto en que participan diferente tipo de contratistas, por ejemplo el armador de acero que a su vez maneja cuadrillas de hasta 25 personas para realizar su labor, también están los de encofrado, los especialistas en armado de entresijos, los que chorrean vibran y pulen el concreto y otros según cada proyecto.

En la pregunta 10 un 76 % expresa acertadamente una perspectiva de crecimiento en cuanto al tipo de estructuras de altura en Costa Rica, la necesidad no da marcha atrás y fácilmente se comprueba con la cantidad de proyectos que se gestan actualmente alrededor del país; desde el año 2000 hasta este junio de 2024 se han gestado y concluido unos 82 edificios de más de 40 metros en Costa Rica y dentro de lo que se puede mencionar hay otros 18 proyectos de 40 metros y más en ejecución, se estima también que hay una lista de unos 52 proyectos con estas características en proceso de estudio y permisos de construcción.

En el caso particular de un edificio de tipo aporticado de 20 niveles, con unos 57.6 metros de altura, una huella constructiva de 373.5 metros cuadrados divididos en cuatro viviendas más el área común y ubicado teóricamente en el Gran Área Metropolitana, el costo aproximado de los elementos conocidos como estructura principal por unidad habitacional (columnas, vigas y entrepisos) según el sistema escogido y para junio de 2024 se estima en:

Costo asignado por unidad habitacional según la tipología aplicada			
Apernado	Soldado en el lugar	Concreto Metaldeck	Concreto Vigeta-Block
€12,301,308	€10,957,373	€9,441,252	€10,079,798

Si se compara el estimado de costos diferenciando por insumos y servicios se tiene como resultado el siguiente resumen de datos:

	Materiales	Subcont.		Materiales	Subcont.
Apernado	€452,580,783	€531,523,874	Soldado-apernado	67.0%	85.0%
Soldado	€398,004,736	€478,585,109	Concreto-apernado	66.1%	95.5%
Concreto	€298,967,107	€507,416,755	Mixto-apernado	87.9%	90.0%
Mixto	€303,262,053	€452,038,116	Concreto-soldado	75.1%	106.0%
			Mixto-soldado	76.2%	94.5%

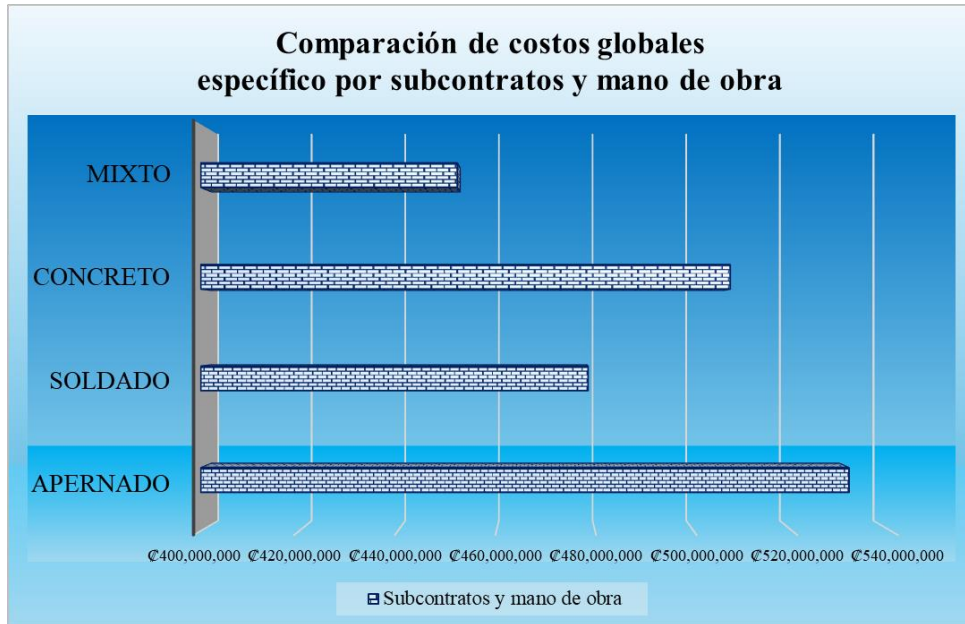


Diagrama 12, comparativo de costo por subcontratos

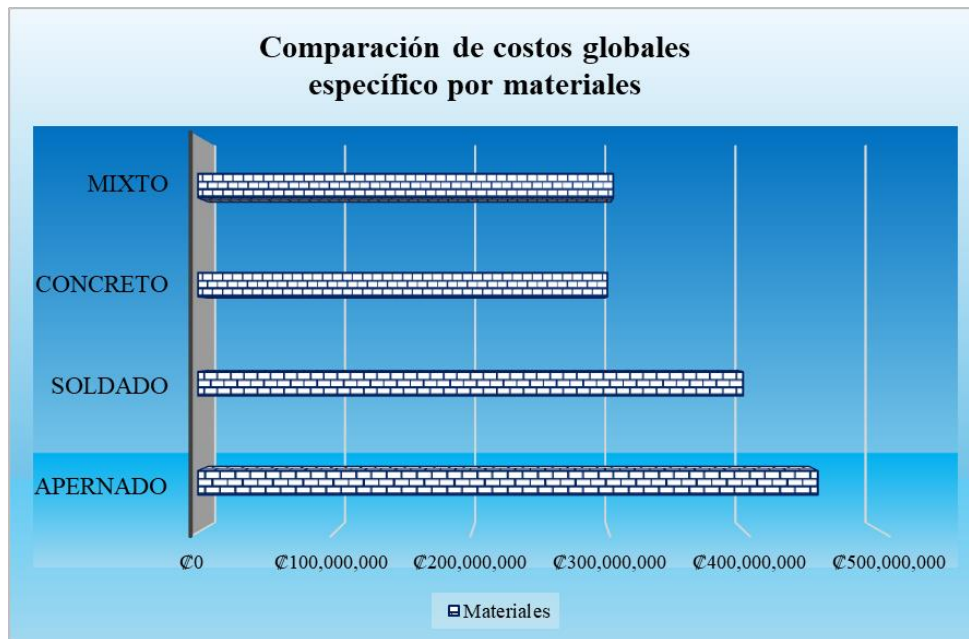


Diagrama 13, comparativo de costo por materiales

Pensando ecológicamente, el hormigón reforzado genera daño desde la adquisición o extracción de las piedras calizas, las arcillas y otros de sus componentes básicos, iniciando con la destrucción de los paisajes y alteración de los ecosistemas, pérdida genética de los suelos en donde se generan tajos para la extracción de los agregados, hasta los hornos en donde se produce una gran demanda de energía para la producción del cemento, así, la liberación de gran cantidad de dióxido de carbono, gas de efecto invernadero en la atmósfera. Generación de polvo en la fabricación y en la aplicación de los materiales en obra, también requiere del uso de considerables cantidades de agua en cada una de las etapas de su implementación, finalmente, el tratamiento de los desechos o escombros que a pesar de tener la precaución de contratar los servicios de recolección, tratamiento y disposición final de residuos sólidos por empresas debidamente autorizadas, estos terminan usualmente en los vertederos de basuras, con lo que el Plan de Manejo Ambiental para el proyecto en concreto resultará de mayor complejidad para suponer un adecuado cumplimiento del objetivo ambiental.

Por el acero se tiene también condiciones destructivas de extracción, naturalmente, pero contrario a los escombros de concreto, este se puede reciclar y reutilizar continuamente sin disminuir sus propiedades mecánicas. Con este sistema se evita en gran medida el consumo de agua y la emanación de polvo, pero se genera gran contaminación acústica según los procedimientos de montaje. Como se mencionó anteriormente, la desventaja del acero a este respecto es la distancia con sus puntos de fabricación y para este apartado también el hecho de que aún el reciclaje, en su gran mayoría debe regresar a dicho punto, por medio de vehículos recolectores, grandes contenedores hasta los puertos marítimos y por último barcos hasta la ubicación de las metalúrgicas en Guatemala o China, de donde viene el acero para Costa Rica.

Capítulo V

Conclusiones

a) Se realizan visitas para comprobar que si se cuenta en Costa Rica con elementos básicos para la construcción de las dos tipologías estructurales sugeridas aunque con ciertas limitaciones, por ejemplo, para erigir la estructura de concreto se requiere del servicio de bombeo y las empresas proveedoras del servicio consultadas ofrecen este con un máximo de altura y alguna de ellas ni siquiera tiene el equipo disponible en el Gran Área Metropolitana actualmente; solamente una empresa informa tener disponible la bomba telescópica con alcance de hasta 54 metros, la que sugieren algunos ingenieros como la más extensa que se tiene en el país, por lo que en este caso para los últimos niveles se realizaría el vertido del concreto con el uso del balde de la torre-grúa. En cuanto a los encofrados, se tiene que las empresas fabrican y modifican algunos de los sistemas básicos, pero otros más específicos como el de gran formato o paneles de aluminio son importados en su gran mayoría, lo que eleva los costos de alquiler.

Por el acero estructural se tiene que es importado en su totalidad, dificultando algunas veces la disponibilidad de los accesorios específicos según los diseños de resistencia requerida, esto obliga a comprobar la calidad de los elementos por medio de pruebas específicas de laboratorio.

En cuanto a los sistemas de elevación se encuentra que se dispone de diferentes proveedores de alquiler con capacidad suficiente para los tipos de proyecto en altura, los que actualizan sus equipos de acuerdo con la necesidad del cliente.

Se tiene de hecho la especialización de los subcontratistas de acero quienes con su gran inversión en tecnología ofrecen el servicio de taller necesario para dar forma y tratamiento final a los elementos de acero según su propósito final.

b) Para estimar académicamente el diseño específico para los elementos columnas, vigas de carga, viguetas, entrepisos y placas de asiento, se empezó con los métodos de pre-dimensionamiento básicos, también para el sistema de fundaciones de forma general, con el uso de la metodología académica aprendida, investigando y aplicando otros procedimientos pertinentes según la tutoría académica, la normativa y otros documentos de diseño.

También se exponen los procedimientos matemáticos aplicados para la definición de los elementos mínimos que deben componer cada tipología en estudio y se procede a iterar por medio del uso de herramientas digitales como Excel y MathCad. Aplicando ingeniería de valor se procura la optimización de los elementos sin sobrepasar los límites máximos y mínimos recomendados en cuanto a secciones y contenidos de refuerzo para los elementos considerados. Aunque no se presenta regularmente en la práctica por los ejemplos vistos, se aplicó reducción a las secciones transversales a medida que según la altura decrecía la demanda de resistencia, con el propósito de optimizar los costos y aproximar el “rango económico” entre los sistemas.

Se define el análisis de cargas por las recomendaciones del código sísmico y la selección de configuración por cada uno de los sistemas, se realiza también el estimado por cargas de viento según los lineamientos publicados un año previo a este estudio.

Finalmente se procedió a comprobar la validez académica de los diseños aplicados por medio del modelado con el software de análisis estructural, obteniendo de este los desplazamientos y como resultado un valor aceptable para el análisis de las derivas según el código sísmico.

Con los datos de diseño se procedió a estimar el presupuesto para la tarea específica de construcción de la estructura según su tipología y la estimación de tiempos de ejecución.

El costo general del proyecto variará inevitablemente, tanto como pueda variar el diseño final.

c) Para conocer el conjunto de procesos necesarios y definir los estimados de tiempo según las tareas para cada una de las tipologías consideradas en este trabajo, se realizó la visita a diferentes proyectos de construcción en estado activo, donde se pudo comprobar como los mínimos detalles y cada decisión tomada afecta y resuelve el avance de la obra generando inevitablemente variaciones sobre el presupuesto inicial, esto, según se cumplan o no los procedimientos que se espera sean rutinarios para lograr la especialización de la mano de obra y alcanzar el cumplimiento de una programación prevista; por ejemplo, si se retrasa el vertido de concreto por alguna causa imprevista, cada hora tiene un costo extra y los aditivos para conservar el material fluido, cada día de retraso se paga coste de alquileres por torre-grúa y encofrados, posibles multas por el no cumplimiento de los subcontratos y también por el personal limitado en actividades pero que está en planilla, entre otros. Se observa como cada uno de los trabajadores indistintamente el rango, permanecen vigilantes y ejecutando sus labores de forma sincrónica; en la mayoría de tareas dependen unos de otros, por ejemplo el soldador y el torquedor unen los elementos que eleva el experto de la torre-grúa con sus dos ayudantes y dependen también del ayudante para proveerse de herramientas y material que le suministra el encargado de bodega, siempre con supervisión de salud ocupacional y de control de calidad, transportes y otros, todos para una misma tarea “unir dos elementos metálicos” en lo que a la estructura de acero respecta, cuando se trata de la estructura en concreto reforzado, la coordinación resulta más compleja porque la cantidad de trabajadores se puede fácilmente multiplicar por cinco o más según el proyecto; en el edificio de acero se tiene un total de 9 a 12 personas trabajando, limitados por el rendimiento de la torre-grúa y en el edificio de concreto es posible encontrar más de 50 personas, según la tarea que se está realizando en el momento, dice el ingeniero Jorge Torres de EVCO.

d) Para concluir el nivel de factibilidad se puede entender como dividir y repartir las tareas de responsabilidad en la forma en que estas se quieren asumir consecuentemente, es la suma del conjunto de decisiones y su nivel de factibilidad será subjetivo al inversionista.

Es claro en todo proyecto que primeramente se visualiza la factibilidad económica, la que depende directamente de los trámites, tiempo, insumos y servicios, pero se presentan otras necesidades intrínsecas a cada tipo de proyecto, como de sostenibilidad y desarrollo social; estos son los que generalmente llevan al fracaso de las edificaciones alrededor del mundo.

Con este caso particular de nivel académico y dentro de los términos alcanzados hasta este punto, el inversionista y desarrollador deberá considerar como variable que el estimado un 30% aquí representado del total de la construcción, supone un costo aproximado de entre \$18,100 y \$23,500 por cada unidad habitacional prevista en el diseño original, por supuesto que dependiendo de la tipología que sea seleccionada.

Académicamente se concluye que el monto menor implica que el desarrollo tendrá un periodo de construcción de por lo menos once meses y el monto mayor dice que este se puede ejecutar en un periodo máximo de siete meses, prudentemente hablando según Ariel Palacios.

Lo que representa factibilidad para un proyecto, puede no serlo o resultar así contrario para otro.

Se puede resaltar como la rapidez con que se puede realizar la obra en acero apernado, compensaría gran parte de los sobrecostos reduciendo considerablemente los tiempos de alquileres, principalmente el de torre-grúa, la que para este caso específico, se estima aproximadamente en unos \$20 000 por mes, adicional a los pagos de operarios y ayudantes.

También se puede concluir académicamente que la diferencia de costos entre tipologías se logra reducir aún más, considerando que las fundaciones requieren de solo un 75 % del estimado

requerido de inversión para el sistema más económico, comparándolo claro está, por el sistema elaborado en taller, pero de montaje apernado en campo.

Por la sostenibilidad y medio ambiente se debe considerar, si se prefiere que los residuos generados durante y después de las obras en determinado momento se logren reutilizar o que por defecto sean depositados en un vertedero local, también si se prefiere el material que se puede reciclar para ser enviado en un largo viaje alrededor del mundo con el uso de mucho combustible fósil, pero que podría ser reprocesado en su totalidad finalmente.

Se debe considerar también si se opta por generar más empleo en el momento de la construcción misma, o si desea generar mayor cantidad de este para el mantenimiento futuro de la estructura.

e) Como conclusión se puede observar el tímido gusto por el acero demostrado por los diseñadores “criticado por el constructor” en varios de los diferentes proyectos visitados, en los que para sorpresa de quien elabora este trabajo de investigación, se realizan fachadas arquitectónicas en acero estructural, con el propósito de dar apariencia de haber implementado dicha tipología, lo que nos acerca aún más a la posibilidad de que el límite se está dando sin una razón bien definida por parte del área de ingeniería estructural.

f) Las principales causantes por las que suelen la mayoría de los profesionales no utilizar alternativas estructurales en Costa Rica según este estudio son:

- ✓ Desinformación
- ✓ El desarrollo tecnológico que ha mostrado el sistema tradicional
- ✓ Confianza en el sistema que cada uno conoce previamente
- ✓ Crecimiento de las empresas dedicadas a dicho rubro
- ✓ Temor al sistema menos participativo

g) Como resultado final de este caso específico y en las condiciones ideales propuestas inicialmente, con su alcance puramente académico y dentro de todas sus limitaciones, se logra concluir que el nivel de factibilidad en cuanto a temas de logística, aplicación y tiempos por tipología resulta más conveniente el sistema 100 % soldado en taller y 100 % apernado en campo; pero a su vez resulta como el menos factible en cuanto a costos.

En cuanto a costos ofrece mayor factibilidad el sistema de hormigón reforzado fundido en lugar. A su vez, sustituyendo el sistema de entrepiso por el sugerido inicialmente para el sistema metálico, lo que se llamó antes como sistema mixto, se reducen estos costos considerablemente.

Recomendaciones

- Se debe realizar el estudio de diferentes casos, diseños e implicaciones, para poder concluir satisfactoriamente cual puede ser el sistema más económico, así prepararse para discernir objetivamente el nivel de factibilidad específico, según sea el caso.
- Con el tiempo adecuado investigar otros sistemas que se adapten a la necesidad de cada proyecto, descubriendo objetivamente las implicaciones; se deben conocer los diferentes sistemas y estar actualizado para ofrecer la solución con mayor grado de asertividad en los diferentes aspectos que le componen y no solo en procura de vender un producto.

- Al proponer un sistema estructural elaborado con un material específico, el profesional debe entender de forma clara las variables que afectan no solo el lugar elegido para realizar el proyecto sino también como se derivan resultados para la mayor cantidad posible de participantes de acuerdo con las características intrínsecas de cada empresa.
- Dejar de lado la concepción negativa acerca del sistema de la competencia y comprender porque es o no conveniente para un proyecto, tan particular como puede llegar a ser cada uno se puede visualizar como socio estratégico y por el contrario enriquecer el contexto en el que se debe desarrollar la profesión ingenieril.
- Cada profesional desarrollador debe concientizar al cliente acerca de si la participación en cada aspecto del proceso es por parte de la empresa nacional o si en su defecto es extranjera según cada tipología y según los materiales.
- Se invita al profesional a profundizar el crecimiento académico y prepararse para poder vender su producto conceptualmente y no solo con base en números y cálculos que la mayoría realizara de forma subjetiva.

Referencias

- Edgell, C. (3 de setiembre de 2022). *Noticias San José*. Noticias San José Web site: <https://noticiassanjose.com/san-jose-una-ciudad-que-logra-alcanzar-el-cielo/>
- ACESCO. (2023). *Metaldeck grado 40*.
- ACI 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*.
- AISC. (2011). *DESIGN EXAMPLES Version 14.0*. American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2022). *Specification for Structural Steel Buildings (American Institute of Steel Construction)*.
- Alvear, S. J., & Ruales, S. J. (2014). *Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural, y mixtos*. Pontificia Universidad Católica de Ecuador web site: <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/9575/TESIS-ALVEAR%20RUALES.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Aráuz, Y., & K., A. (2020). *Estructuras Metálicas de Costa Rica: Diseño, Construcción y Montaje | Grupo Yeril*. Grupo Yeril: <https://grupoyeril.com/>
- Bolaños, R. S. (2021). *Evaluación de Respuesta por Capacidad de Edificios de Acero Tipo Dual*. [repositorio.ulatina.ac.cr: https://repositorio.ulatina.ac.cr/bitstream/20.500.12411/1434/2/TFG_Ulatina_Raul_Solorzano_Bolaños_20160230399.pdf](https://repositorio.ulatina.ac.cr/bitstream/20.500.12411/1434/2/TFG_Ulatina_Raul_Solorzano_Bolaños_20160230399.pdf)
- Cámara Costarricense de la Construcción (CCC). (7 de abril de 2021). *Revista Construcción*. Construcción Web site: <https://www.construccion.co.cr/Post/Detalle/46033/construccion-vertical-aumento-en-2020-pese-a-ser-un-ano-de-crisis>
- Canales, D. (15 de Mayo de 2018). *Revista INversión INmobiliaria*. INversión INmobiliaria: <https://www.inversioninmobiliariacr.com/es/noticias/noticias-nacionales/item/1428-conozca-la-tendencia-en-compra-de-vivienda-en-costa-rica>
- CCCR. (2008). *Asociación Costarricense de Geotecnia*. PDFCOFFEE: <https://pdfcoffee.com/codigo-de-cimentaciones-de-costa-ricafinal2008-pdf-free.html>
- Cedeño, P., Argentina, J., Luciano, A., & Antonio, M. (2016). *Análisis Comparativos entre las Estructuras de Hormigón Armado y Acero Estructural (aporticadas y cubiertas)*. [repositorio.unphu.edu.do: https://repositorio.unphu.edu.do/bitstream/handle/123456789/768/Análisis%20Comparati](https://repositorio.unphu.edu.do/bitstream/handle/123456789/768/Análisis%20Comparati)

vos%20entre%20las%20Estructuras%20de%20Hormigón%20Armado%20y%20Acero%20Estructural%20%28aporticadas%20y%20cubiertas%29”.pdf

CONCREACERO. (2019). *Costo de la estructura en acero*. CONCREACERO: <https://concreacero.com.co/costo-de-la-estructura-en-acero/>

CSCR. (2010). *Código sísmico de Costa Rica*. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica (CFIA).

Delgado Martinez, M., Mayorga, Beatriz, Reyes Bonilla, Andres, Calderon Chacón, Ana Isabel, Murillo Alfaro, Rolando, Villalobos Vega, Esteban, . . . Rossi Mion, Francesco. (24 de 11 de 2018). *Manual técnico productos de concreto S.A* (Décimo sexta edición ed.). (Ph.D. Oscar Arce, Ing. Minor Murillo, & MBA Renée Lagos, Edits.) Grupo Cerca de Costa Rica S.A. Productos de Concreto CR: https://productosdeconcretocr.com/?fbclid=IwZXh0bgNhZW0CMTAAAR0DnDc14GEQ-ijnqIHvqnKaET9WR_tMfIRoXe6f_nclHM9uoiTeumZ1Y-4_aem_AVQqIIBhrBhEvNi6eEcSaRFS3V6UGDcMZ_4LM1kFBmx9S7uJ7fmIt-sXY2Dy3B6Qg0w3gWxZh3RQeEK5ZK0r7SqZ

Ferrer Muñoz, E. (2014). *INVASSAT*. INVASSAT Web site: [https://invassat.gva.es/documents/161660384/374262019/MF40-140302+Estructuras+de+hormigón+%28Ferrer+Muñoz%2C+2014%29.pdf/467612b5-b856-47f4-bfd2-709b3334fd29?t=1693828951579#:~:text=El%20sistema%20permite%20colocar%201%2C4%20puntales%20por%20m2.&text=\(ENC](https://invassat.gva.es/documents/161660384/374262019/MF40-140302+Estructuras+de+hormigón+%28Ferrer+Muñoz%2C+2014%29.pdf/467612b5-b856-47f4-bfd2-709b3334fd29?t=1693828951579#:~:text=El%20sistema%20permite%20colocar%201%2C4%20puntales%20por%20m2.&text=(ENC)

Frankie, K. (2023). *Acero & Concreto*. Acero & Concreto web site: <https://aceroyconcreto.com/services/>

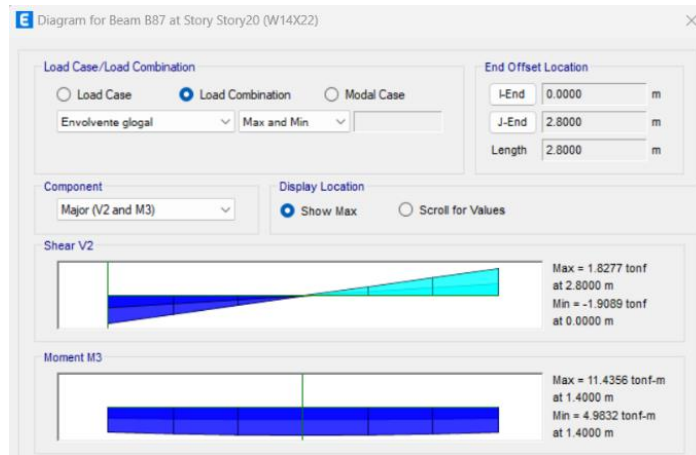
Godínez Díaz, S. (2010). *Diseño de Estructuras para Arquitectos*. Studocu: <https://www.studocu.com/co/document/universidad-santo-tomas-colombia/analisis-estructural/disen-de-estructuras-para-arquitectos/12249497?origin=home-recent-1>

González Cuevas, O. M., & Robles Fernández, F. (2005). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. Mexico: LIMUSA.

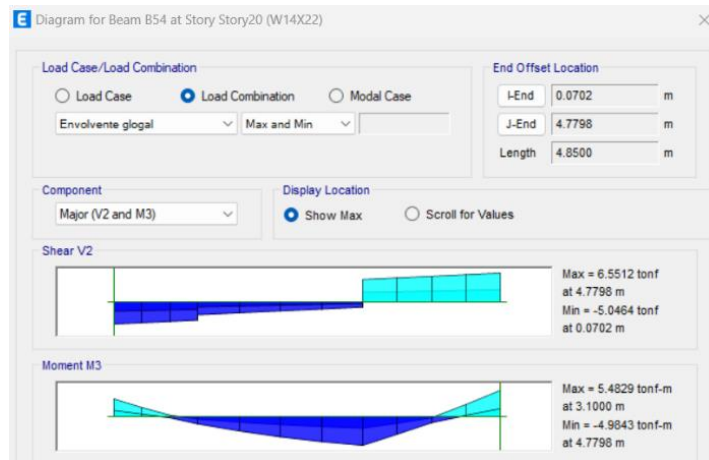
Holcim. (11 de 2 de 2023). *HOLCIM CR*. HOLCIM CR Web site: https://www.holcim.cr/sites/costarica/files/2023-02/11_capitulo_edificios_hms.pdf

- INEC. (Octubre de 2021). Encuesta Nacional de Hogares Julio 2021. San José, Costa Rica .
- INVU. (2018). *Reglamento de Construcciones*. Instituto Nacional de Vivienda y Urbanismo.
- Jiménez, I. M. (2023). *Predimensionar Estructuras*. SPECTRAINGENIERIA:
<https://www.spectrainge.com/blog/predimensionar-estructuras-de-hormigon-armado/>
- LVCR. (2023). *Lineamientos para el diseño por viento de edificaciones en Costa Rica*. cfia.or.cr:
<https://cfia.or.cr/legal/archivos/lineamientos-de-viento-final.pdf>
- Mc Cormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. AlfaOmega.
- Ministerio de Hacienda. (2021). *Ministerio de Hacienda*.
<https://www.hacienda.go.cr/docs/TipologiaConstructiva2021.pdf>
- MIVAH. (2022). *Reporte nacional de Costa Rica sobre los avances en la implementación de la Nueva Agenda Urbana 2016 - 2021*.
- Murillo, A. (14 de septiembre de 2016). *Semanario Universidad*. Semanario Universidad Web site: <https://semanariouniversidad.com/pais/la-guerra-fria-del-cemento-costa-rica/>
- Pinto, A. (2014). *Tipos de cimentaciones mas utilizadas en construcciones*. IngenieriaReal.com:
<https://ingenieriareal.com/tipo-de-cimentacion/>
- Sodevilla C, D. R., & Saldaña G, Y. E. (2017). *Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares*. repositorio.usmp.edu.pe:
https://repositorio.usmp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12727/3366/corzo_saldana.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Tapas, R., & Antony, W. (2019). *High-rise buildings*. ArcelorMittal:
https://sections.arcelormittal.com/repository2/Sections/5_13_High-rise%20buildings_web.pdf
- Tong San Guzman, A. A. (2014). *Factibilidad del Uso de Estructuras Metálicas en el Diseño de Viviendas Multifamiliares*. repositorio.urp.edu.pe:
https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14138/812/Tong_AA.pdf?sequence=1&isAllowed=y

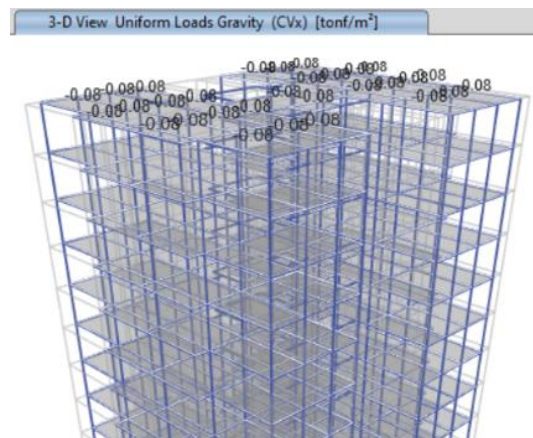
Anexos



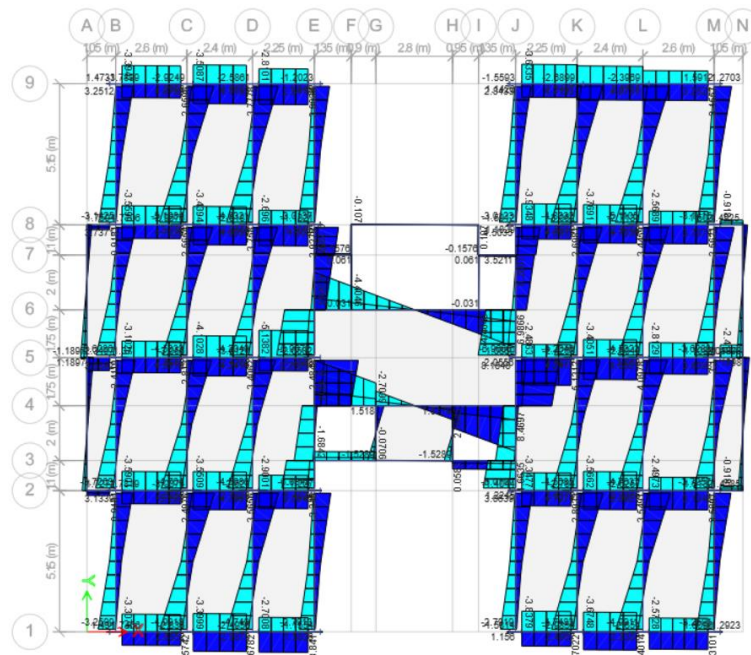
Anexo 1, origen de datos por cortante y momento



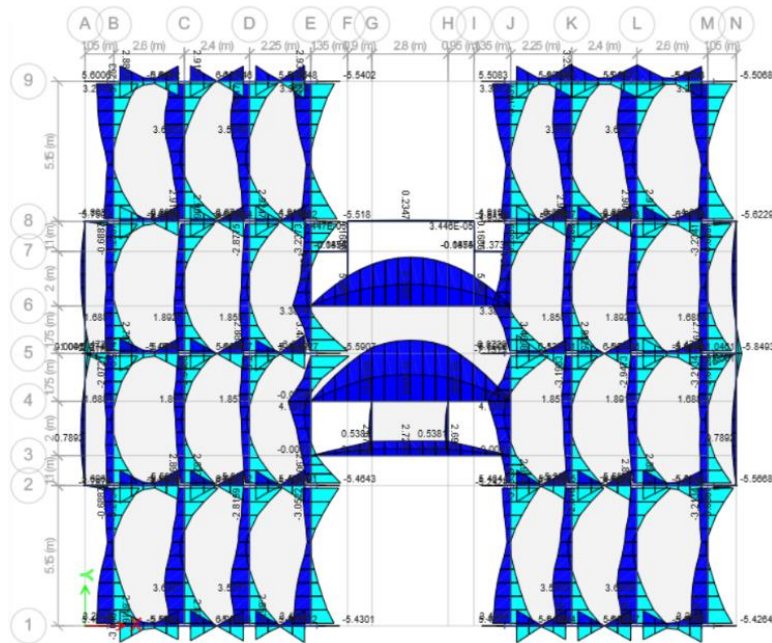
Anexo 2 origen de dato por cortante y momento



Anexo 3, cargas de viento de techo

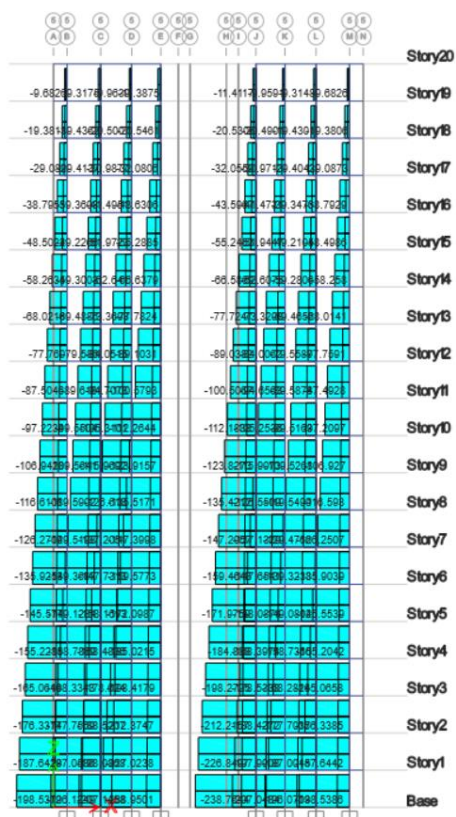


Anexo 4, cortante en el enmallado principal

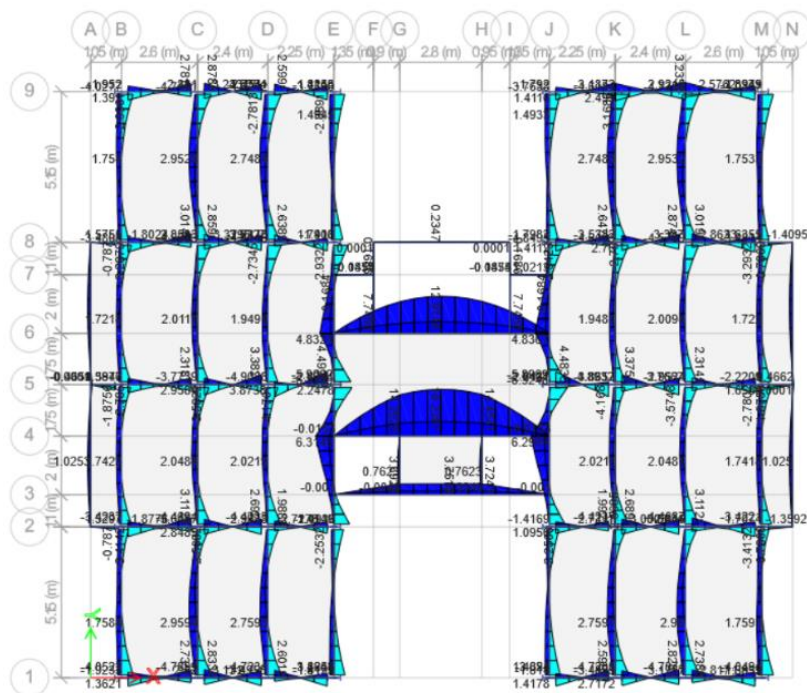


Anexo 5, momentos en enmallado crítico principal

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA



Anexo 6, cargas impuestas sobre el eje crítico



Anexo 7, momento mínimo en enmallado principal

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

Nombre del proyecto	Ubicación	Altura	Niveles	Inauguración	Uso	Material
Leumi Business Center	San José	141 m	38	2021	Residencial, hotel y oficinas	Concreto
Torres Paseo Colón (Torre 2)	San José	101 m	29	2014	Residencial, comercial y oficinas	Concreto
Torres Paseo Colón (Torre 1)	San José	97 m	27	2012	Residencial, comercial y oficinas	Concreto
URBN Escalante	San José	94 m	29	2019	Residencial	Concreto
Secrt Sabana	San José	93 m	32	2022	Residencial	Concreto
Torre Universal 1	San José	88 m	24	2020	Oficinas	Concreto
Edificio Nest Freses	Curridabat	80 m	26	2019	Residencial	Concreto
Edificio Asamblea Legislativa	San José	80 m	17	2020	Gubernamental	Concreto
Torres Los Yoses (Torre 1)	San José	79 m	25	2019	Residencial y comercial	Concreto
Azenza Towers (Torre 1)	San José	78 m	23	2015	Residencial	Concreto
Azenza Towers (Torre 2)	San José	77 m	24	2023	Residencial	Concreto
Vistas de Nunciatura	San José	77 m	18	2013	Residencial	Concreto
Sabana Business Center & Hilton Garden Inn	San José	75 m	21	2015	Residencial, comercial y hotel	Concreto
Sky Garden	San José	74 m	24	2023	Residencial	Concreto
iFreses Aparta-Studios	Curridabat	73 m	25	2019	Residencial	Concreto
Û Nunciatura	San José	73 m	26	2018	Residencial	Concreto
Cosmopolitan Tower	San José	72 m	24	2020	Residencial	Concreto
Vista Las Palmas	Garabito	72 m	16	2008	Residencial	Concreto
Torre Rohmoser	San José	71 m	23	2017	Residencial	Concreto
Sabana Corporate Center	San José	70 m	18	2023	Oficinas	Concreto
Núcleo Sabana Torre 1	San José	68 m	21	2023	Residencial	Concreto
Bambú 106 (Torre 1)	Heredia	66 m	20	2018	Residencial	Concreto
Bambú 106 (Torres 2)	Heredia	66 m	20	2019	Residencial	Concreto
Torre TriBca	San José	65 m	20	2019	Residencial	Concreto
Q-BO Skyhomes Rohmoser	San José	64 m	20	2017	Residencial	Concreto
Croc's Casino Resort	Garabito	63 m	17	2015	Hotel	Concreto
Elysian Nunciatura	San José	62 m	20	2021	Residencial	Concreto
Nota Escalante	San José	61 m	16	2021	Residencial	Concreto
Sabana Real	San José	60 m	17	2008	Residencial	Concreto
Torre Latitud Los Yoses	San José	60 m	23	2017	Residencial	Concreto
Aire Nunciatura	San José	60 m	20	2023	Residencial	Concreto
Torre del Parque A	San José	59 m	17	2009	Residencial y comercial	Concreto
Torre del Parque B	San José	59 m	17	2009	Residencial y comercial	Concreto
Torre Empresarial Sabana	San José	59 m	18	2010	Oficinas	Concreto
Oficentro Torre Cordillera	San José	59 m	17	2012	Oficinas, Banca	Concreto
Metropolitan Tower	San José	58 m	19	2010	Residencial	Concreto
Torres Los Yoses Torre 2	San José	58 m	19	2022	Residencial	Concreto
Torre Judicial, Poder Judicial	San José	57 m	14	2021	Oficinas Gubernamentales	Concreto
Torre 6-30 A	San José	55 m	16	2011	Residencial	Concreto
Torre 6-30 B	San José	55 m	16	2011	Residencial	Concreto

Anexo 8, Las 40 estructuras de altura similar o superior, construidas en el periodo señalado

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

Nombre del proyecto	Ubicación	Altura	Niveles	Inauguración	Uso	Material
Condo Vita Bellavista 2	Heredia	54 m	21	2015	Residencial	Concreto
Vistas del Robledal	San José	54 m	15	2012	Residencial	Concreto
Roble Sabana	San José	53 m	17	2013	Residencial	Concreto
Torre Breakwater Point Jacó	Garabito	51 m	15	2012	Residencial	Concreto
Oficentro Tobogán	Goicoechea	51 m	11	2015	Oficinas	Concreto
Centro Corporativo Internacional (Torre C)	San José	50 m	14	2012	Residencial y oficinas	Concreto
Le Parc	San José	49 m	14	2011	Residencial	Concreto
Condominio Altamira A	San Pablo	48 m	16	2018	Residencial	Concreto
Condominio Altamira B	San Pablo	48 m	16	2019	Residencial	Concreto
Condominio Altamira C	San Pablo	48 m	16	2021	Residencial	Concreto
Hyde Park Nunciatura	San José	48 m	16	2018	Residencial	Concreto
Torres del Lago A	San José	47 m	14	2012	Residencial	Concreto
Torres del Lago B	San José	47 m	14	2012	Residencial	Concreto
Torres del Lago C	San José	47 m	14	2012	Residencial	Concreto
Hotel Park Inn	San José	46 m	14	2013	Hotel	Concreto
Torre Condado del Parque A	San José	45 m	13	2012	Residencial	Concreto
Torre Condado del Parque B	San José	45 m	13	2012	Residencial	Concreto
Torre Condado del Parque C	San José	45 m	13	2012	Residencial	Concreto
Torre Condado del Parque D	San José	45 m	13	2012	Residencial	Concreto
Torre Oficinas Escazú Village	Escazú	45 m	13	2020	Oficinas	Concreto
Iconnia Torre A	San José	44 m	17	2021	Residencial	Concreto
Urbano Nunciatura	San José	44 m	12	2012	Residencial	Concreto
Torre Condal	Escazú	44 m	14	2012	Residencial	Concreto
Torres Paradisus A	San José	42 m	15	2013	Residencial	Concreto
Torres Paradisus B	San José	42 m	15	2013	Residencial	Concreto
Torres Paradisus C	San José	42 m	15	2018	Residencial	Concreto
Torres Paradisus D	San José	42 m	15	2018	Residencial	Concreto
Torre Sonesta One Jacó 1	Garabito	42 m	12	2008	Sin Ocupación	Concreto
Torre Sonesta One Jacó 2	Garabito	42 m	12	2008	Sin Ocupación	Concreto
Torre Sonesta One Jacó 3	Garabito	42 m	12	2008	Sin Ocupación	Concreto
Torre Sonesta One Jacó 4	Garabito	42 m	12	2008	Sin Ocupación	Concreto
Torre Sonesta One Jacó 5	Garabito	42 m	12	2008	Sin Ocupación	Concreto
Torre Sonesta One Jacó 6	Garabito	42 m	12	2008	Sin Ocupación	Concreto
Torres de Heredia B	Heredia	42 m	14	2019	Residencial	Concreto
San Pedro Business Center	Montes de Oca	42 m	11	2021	Oficinas	Concreto
Torre Vista del Parque	San José	41 m	14	2006	Residencial y comercial	Concreto
Torre Monte Plata 1	Escazú	41 m	12	2006	Residencial	Concreto
Torre Monte Plata 2	Escazú	41 m	12	2006	Residencial	Concreto
Nunciatura Flats	San José	41 m	12	2017	Residencial	Concreto
Torre Las Loras	Curridabat	41 m	11	2021	Residencial y Comercio	Concreto
Punta Esmeralda Torre 1	Garabito	40 m	17	2023	Residencial	Concreto
Start	San José	40 m	14	2023	Residencial	Concreto

Anexo 9, otros edificios de altura construidos recientemente

Nombre del proyecto	Ubicación	Altura	Niveles	Inauguración	Material
Secret Escalante	San José	94 m	33	2025	Cocreto
Núcleo Sabana Torre 2	San José	68 m	21	2024	Cocreto
Velo Nunciatura	San José	64 m	21	2025	Cocreto
Bo Escalante	San José	63 m	24	2025	Cocreto
Live Jacó	Garabito	60 m	20	2025	Cocreto
Silentia	San José	59 m	18	2025	Cocreto
Babylon	San José	57 m	17	2025	Cocreto
Islas of Manuel Antonio	Quepos	56 m	18	2025	Cocreto
SER Escalante	San José	56 m	17	2025	Cocreto
Mar a Mar Caletas	Garabito	51 m	17	2025	Cocreto
Condominio Altamira D	Heredia	48 m	16	2024	Cocreto
Alterego Nunciatura	San José	44 m	15	2024	Cocreto
Soho Paradisus 1	San José	43 m	14	2024	Cocreto
Jaco Viva Residences	Garabito	43 m	17	2024	Cocreto
Punta Esmeralda Torre 2	Garabito	40 m	17	2024	Cocreto
The Pacific Point	Garabito	40 m	13	2024	Cocreto
Be Cariari Torre 1	Heredia	40 m	12	2024	Cocreto
Selva Coral	Garabito	40 m	12	2024	Cocreto

Anexo 10, proyectos de altura en procesos de construcción, junio de 2024

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ALTURA

Nombre del proyecto	Ubicación	Altura	Niveles	Inauguración	Material
Torre BLVD 1	San José	182 m	52	2025	
Torre SJO	San José	150 m	41	N/C	
Torre Amón	San José	131 m	35	N/C	
Torres de Valencia (Torre 2)	San José	120 m	30	N/C	
Torres de Valencia (Torre 3)	San José	120 m	30	N/C	
Torre Purdy Motor	San José	120 m	32	N/C	
Torres de Valencia (Torre 1)	San José	92 m	23	N/C	
Xcala	Curridabat	91 m	27	N/C	
Torre BLVD 2	San José	90 m	24	N/C	
Sky Garden Sabana Norte	San José	88 m	26	N/C	
Villa Universitaria	San José	89 m	25	N/C	
Ciudad Gobierno 1	San José	90 m	21	N/C	
Ciudad Gobierno 2	San José	91 m	21	N/C	
CITANA	San José	92 m	20	N/C	
Torres Trí-o (Torre 1)	San José	93 m	24	N/C	
Torres Trí-o (Torre 2)	San José	94 m	24	N/C	
Torres Trí-o (Torre 3)	San José	95 m	24	N/C	
Torre Latitud Don Bosco	San José	96 m	24	N/C	
SIIX Nunciatura	San José	97 m	24	N/C	
Ciudad Gobierno 3	San José	98 m	20	N/C	
Ciudad Gobierno 4	San José	99 m	20	N/C	
Azenza Towers (Torre 3)	San José	100 m	23	N/C	
DENT Torre 1	San José	101 m	21	N/C	
Skyhouse Paso Ancho	San José	102 m	20	N/C	
Núcleo Sabana 3	San José	103 m	21	N/C	
Núcleo Sabana 4	San José	104 m	21	N/C	
Altro Sabana	San José	105 m	20	N/C	
DENT Torre 2	San José	106 m	20	N/C	
Iconnia Torre B	San José	107 m	20	N/C	
3-21 La California	San José	108 m	19	N/C	
Torre Parque del Café	San José	109 m	19	N/C	
Scape	San José	110 m	19	N/C	
Torre Avenida 10	San José	111 m	18	N/C	
Torre Banco Popular 2	San José	112 m	15	N/C	
Punta Esmeralda Torre 2	Garabito	113 m	17	N/C	
Punta Esmeralda Torre 3	Garabito	114 m	17	N/C	
Punta Esmeralda Torre 4	Garabito	115 m	17	N/C	
Punta Esmeralda Torre 5	Garabito	116 m	17	N/C	
Atmos Campus de Negocios Torre 2	Heredia	117 m	12	N/C	
Lahmann Business Center	San José	118 m	17	N/C	
Qalma (Torre B)	Alajuela	119 m	16	N/C	
Torre Esperanza (Hospital de niños)	San José	120 m	11	N/C	
Residence Inn by Marriot	Alajuela	121 m	12	2025	
Be Cariari Torre 2	Heredia	122 m	11	N/C	
Condominio Paseo Sabana	San José	123 m	16	N/C	
Edificio Metropolitano II (Banco Popular)	San José	124 m	15	N/C	
Soho Paradisus 2	San José	125 m	13	N/C	
Torres de Heredia D	Heredia	126 m	14	N/C	
Torres de Heredia F	Heredia	127 m	14	N/C	
Torres de Heredia H	Heredia	128 m	14	N/C	
Zéntrico	San José	129 m	13	N/C	
BCR Sabana Este	San José	130 m	13	N/C	

Anexo 11, proyectos de altura en Costa Rica, que permanecen sobre la mesa