

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO
AMBIENTAL DEL EDIFICIO ZAFIRO – ISLA 132 – CIUDAD DE
NEUQUÉN**

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

**FLORENCIA SOFÍA IMPELLIZZERI BONAVENTO
VICTORIA ÁNGELES TORRES**

ante la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Comahue
para acceder al título de

INGENIERA CIVIL

Director: Sergio Paganini
Codirector: Marcelo Bogino

Neuquén, Diciembre 2022

RESUMEN

Las obras civiles de gran magnitud requieren un análisis integral que involucra diversos factores como lo son el técnico-económico, ambiental, estructural, social y cultural entre otros. El presente Proyecto Integrador Profesional tiene como objetivo la realización del cálculo y verificación estructural del Edificio Zafiro emplazado en la Isla 132 de la Ciudad de Neuquén y analizar cómo influye el mismo con su entorno teniendo en cuenta el factor ambiental.

El proyecto se llevará a cabo mediante tareas de relevamiento del sitio, recopilación de antecedentes y datos necesarios, cálculo y verificación estructural del edificio Zafiro y evaluación de impacto ambiental que este induce de la Isla 132 y su entorno contemplando la documentación del plan maestro de la misma.

Dado que se encontraban materializadas las fundaciones, se realizará una verificación (tanto estructural como de resistencia de suelos) de los elementos existentes y un estudio de continuidad de los mismos.

Para finalizar se analizan los resultados y se obtiene la documentación del Proyecto Integrador Profesional basado en el desarrollo antes descrito.

ABSTRACT

Large-scale civil works require a comprehensive analysis that involves several factors such as technical-economic, environmental, structural, social and cultural factors, among others. The purpose of this Professional Integrating Project is to carry out the calculation and structural verification of the Zafiro Building located at Isla 132 in Neuquén and to know how it influences its surroundings, taking into account the environmental factor.

The project will be carried out making use of site survey tasks and background and necessary data collection as inputs. Calculation and structural verification of the Zafiro building, along with environmental impact assessment that it induces on Island 132, considering the documentation of the master plan of the same, will also be developed.

Considering the foundations were existent by the time of this project's initiation, a verification (both structural and soil resistance) of the existing elements will be carried out, as well as a study of their continuity.

Finally, the results are analyzed and the documentation of the Professional Integrating Project is produced, based on the development tasks described above.

AGRADECIMIENTOS

A mi mamá por creer siempre en mis logros y a mis hermanas por su apoyo incondicional a lo largo de toda la carrera. A Diego por acompañarme y brindarme su apoyo en todo momento durante estos años.

Florencia Impellizzeri

A Dios por ser el motor principal en mi vida. A mi madre porque me enseñó el significado de perseverar y luchar por mis metas, a mis hermanos por su apoyo y compañía a lo largo de estos años. A mi papá quien se esforzó por dejar todo preparado para que pudiera llegar hasta acá.

Victoria Torres

A nuestros directores, Ing. Sergio Paganini e Ing. Marcelo Bogino por su dedicación, tiempo y apoyo durante todo el proceso de la realización del Proyecto Integrador Profesional.

A nuestros profesores y compañeros de la universidad por acompañarnos en todo el recorrido de esta etapa hasta su finalización.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 OBJETIVO GENERAL	1
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	1
2 ESTUDIO DE ANTECEDENTES	2
2.1 ZONA DE IMPLANTACIÓN	2
2.2 DISEÑO ARQUITECTÓNICO	4
2.3 ESTUDIOS DE SUELOS	6
2.4 MEMORIA DE CÁLCULO FUNDACIONES	8
2.5 ESTUDIO DE CONTINUIDAD DE PILOTES	9
3 DISEÑO ESTRUCTURAL Y PREDIMENSIONADO	12
3.1 INTRODUCCIÓN	12
3.2 TIPOLOGÍA Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	12
3.3 DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)	14
3.4 DISEÑO Y PREDIMENSIONADO	15
4 ANÁLISIS DE CARGAS	21
4.1 INTRODUCCIÓN	21
4.2 CARGAS MUERTAS (D)	22
4.3 CARGAS VIVAS (L)	22
4.4 CARGAS DE VIENTO (W)	23
4.5 CARGAS DE NIEVE (S)	23
4.6 CARGAS DE SISMO (E)	24
4.7 APLICACIÓN DE CARGAS	33
5 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL	40
5.1 INTRODUCCIÓN	40
5.2 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE SOFTWARE DE CÁLCULO	40
5.3 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL MANUAL	56
6 FUNDACIONES	70
6.1 INTRODUCCIÓN	70
6.2 MARCO TEÓRICO	71
6.3 DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE FUNDACIONES	83
6.4 CONCLUSIONES CIMENTACIONES	92

7	EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	94
7.1	INTRODUCCIÓN	94
7.2	MARCO TEÓRICO.....	94
7.3	RESULTADOS.....	100
7.4	CONCLUSIONES	111
8	CONCLUSIONES	111
9	BIBLIOGRAFÍA Y NORMATIVA	112

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1:	Zona de implantación – Ubicación del edificio en la Ciudad de Neuquén ...	2
Figura 2.2:	Zona de implantación – Ubicación del edificio dentro de la Isla 132.....	3
Figura 2.3:	Zona de implantación – Paisaje costero	3
Figura 2.4:	Diseño arquitectónico – Materiales.....	4
Figura 2.5:	Diseño arquitectónico – Plantas	5
Figura 2.6:	Diseño arquitectónico – Corte.....	5
Figura 2.7:	Diseño arquitectónico – Vista	6
Figura 2.8:	Ensayo de continuidad de pilotes – Instrumentación.....	11
Figura 2.9:	Ensayo de continuidad de pilotes – Resultado de las señales	11
Figura 3.1:	Distribución de cargas en la losa.....	13
Figura 3.2:	Transmisión de cargas – Edificio sometido a cargas horizontales.....	13
Figura 3.3:	Nervios y casetones	15
Figura 3.4:	Luz de cálculo	16
Figura 3.5:	Esquema de luces de cálculo.....	16
Figura 3.6:	Esquema general de dimensiones de vigas	17
Figura 3.7:	Niveles del edificio.....	18
Figura 3.8:	Ubicación de los tabiques en planta	19
Figura 3.9:	Limitaciones dimensionales	20
Figura 3.10:	Armaduras de la losa en corte	20
Figura 3.11:	Armaduras de la losa en planta	20
Figura 4.1:	Condiciones de regularidad en planta	25
Figura 4.2:	Desplazamientos en las plantas	25
Figura 4.3:	Condiciones de regularidad en altura	27
Figura 4.4:	Tabla resumen de las condiciones en planta y altura	29
Figura 4.5:	Factor de simultaneidad para sobrecargas de uso y accidentales.....	31

Figura 4.6: Factores de comportamiento	33
Figura 5.1: Armadura de una columna calculada con $R = 1,5$	45
Figura 5.2: Armadura de una viga calculada con $R = 1,5$	46
Figura 5.3: Armadura de una columna calculada con $R = 3,5$	46
Figura 5.4: Armadura de una viga calculada con $R = 3,5$	47
Figura 5.5: Distribución de los casetones y nervios en la losa	48
Figura 5.6: Ubicación CM y CR en planta	51
Figura 5.7: Valores límite de la distorsión horizontal de piso	53
Figura 5.8: Flecha Viga 222	55
Figura 5.9: Deflexiones en losas	55
Figura 5.10: Ubicación Viga 222.....	56
Figura 5.11: Armaduras de la Viga 222.....	59
Figura 5.12: Áreas de las armaduras de la Viga 222	59
Figura 5.13: Armadura transversal	63
Figura 5.14: Ubicación Columna C9	64
Figura 5.15: Ábaco para pórticos desplazables	66
Figura 5.16: Armaduras de la columna C9	70
Figura 6.1: Resistencia de un pilote.....	73
Figura 6.2: Cabezal sometido a flexo-compresión	75
Figura 6.3: Cabezal para dos pilotes. Mecanismo biela y tensor.....	76
Figura 6.4: Cabezal para cuatro pilotes. Mecanismo de flexión.....	78
Figura 6.5: Cabezales – Esquema para verificación de punzonado.....	80
Figura 6.6: Fisuras en la viga.....	82
Figura 6.7: Fisuras por retracción	82
Figura 6.8: Armadura de las vigas de fundación	92
Figura 7.1: Procedimiento para realizar un Estudio de Impacto Ambiental.....	96
Figura 7.2: Características de los impactos	100
Figura 7.3: Matriz reducida	102
Figura 7.4: Matriz reducida con valoraciones	102
Figura 7.5: Ponderación de componentes ambientales	103
Figura 7.6: Matriz de ponderación relativa de factores	104
Figura 7.7: Afectación por sub-factores	104
Figura 7.8: Afectación por acciones	104

1. INTRODUCCIÓN

El edificio Zafiro se diseñó, calculó y documentó en el año 2017. En el mismo año se ejecutó el pilotaje y la obra quedó detenida. En el transcurso de los años el mismo sufrió modificaciones arquitectónicas que afectan directamente tanto a la superestructura como a las fundaciones ya ejecutadas. Teniendo en la actualidad dicha documentación, además del estudio de suelos y planos de las cimentaciones construidas a disposición, se desea cumplir los objetivos planteados en el presente Proyecto Integrador Profesional.

1.1 OBJETIVO GENERAL

Con el presente Proyecto Integrador Profesional (PIP) se pretende integrar las necesidades, requerimientos y limitantes del edificio mencionado y su entorno próximo, desde el punto de vista arquitectónico, ambiental y estructural.

Para esto, se requiere obtener el cálculo y verificación estructural del edificio modificado, en conjunto con la evaluación de impacto ambiental del proyecto, y así lograr una mirada integral sobre las implicancias de un edificio de esta envergadura en términos no solo técnico-económicos, sino también paisajístico, estructural, social y cultural.

Para llevar a cabo los análisis antes mencionados, se implementan los conocimientos de las asignaturas: Evaluación de Impacto Ambiental, Mecánica de suelos y fundaciones II, Hormigón I, Construcción de edificios e instalaciones complementarias, Estabilidad III, entre otros.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Se sintetiza el proceso de cálculo y verificación de la estructura, y el estudio de impacto ambiental en los siguientes objetivos específicos:

- A. Recopilar información y relevamiento del lugar (Capítulo 2).
- B. Pre-dimensionado de la estructura (Capítulo 3).
- C. Realizar el análisis y determinación de las cargas actuantes sobre la estructura (Capítulo 4).
- D. Modelar mediante software de cálculo y verificación estructural (Capítulo 5).
- E. Verificar las fundaciones existentes (Capítulo 6).
- F. Elaborar la evaluación de impacto ambiental junto con las medidas necesarias y plan de monitoreo de las mismas (Capítulo 7).
- G. Concluir sobre los resultados obtenidos (Capítulo 8).

2 ESTUDIO DE ANTECEDENTES

2.1 ZONA DE IMPLANTACIÓN

El edificio en cuestión, se encuentra emplazado en la ciudad de Neuquén, la cual es, administrativamente la capital de la Provincia del Neuquén y cabecera del departamento Confluencia. Es la ciudad más poblada de la Patagonia argentina con una superficie de aproximadamente 100 km² de los cuales tiene urbanizados el 40%. Cuenta con una población de 250.000 habitantes (censo 2010) y para el año 2020, la población proyectada del municipio es de aproximadamente 260 mil habitantes.

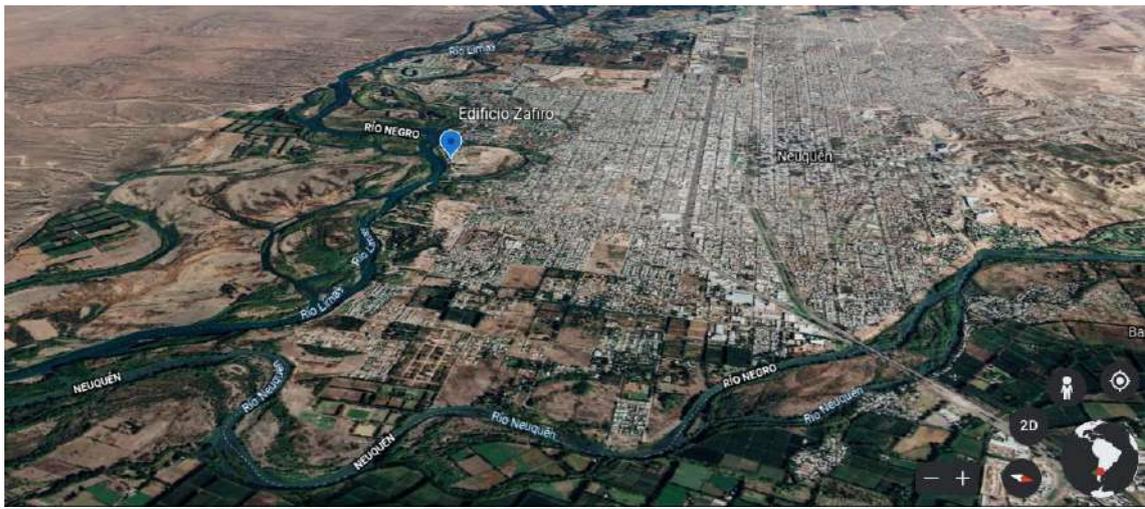


Figura 2.1: Zona de implantación – Ubicación del edificio en la Ciudad de Neuquén

El proyecto se extiende sobre la ribera del Río Limay, dentro de la Isla 132 (Figura 2.2), distinguida por el paisaje natural característico (Figura 2.3) y un sector antropizado que está conformado por un paseo costero y actividades comerciales, complejos de oficinas, residenciales y de hotelería. El sector tiene gran valor cultural, dado que a lo largo de los años es el lugar que tanto neuquinos como turistas eligen como recreación y forma parte de la identidad de la ciudad de Neuquén.



Figura 2.2: Zona de implantación – Ubicación del edificio dentro de la Isla 132



Figura 2.3: Zona de implantación – Paisaje costero

2.2 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño del edificio Zafiro se compone de ocho pisos de plantas divisibles, espacios comunes, sanitarios completamente equipados y vistas únicas hacia el Río Limay.

La estructura se encuentra conformada, principalmente, por elementos resistentes de hormigón armado, con un cerramiento de doble vidrio que envuelve todo el edificio dándole un aspecto ligero que le permite incorporarse al paisaje de manera sutil (Figura 2.4).



Figura 2.4: Diseño arquitectónico – Materiales

Cuenta con 9 plantas de 527 m² cada una, más una planta técnica. Ofrece amplias y luminosas oficinas que van desde los 89 a los 107 m², con la posibilidad de unificarlas y ampliarlas logrando oficinas de 200 o 400 m². Posee un total de 5200 m² de construcción entre espacios privados y comunes.

A continuación, se muestran las plantas, cortes y vistas del diseño arquitectónico en las Figura 2.5, Figura 2.6 y Figura 2.7 respectivamente.

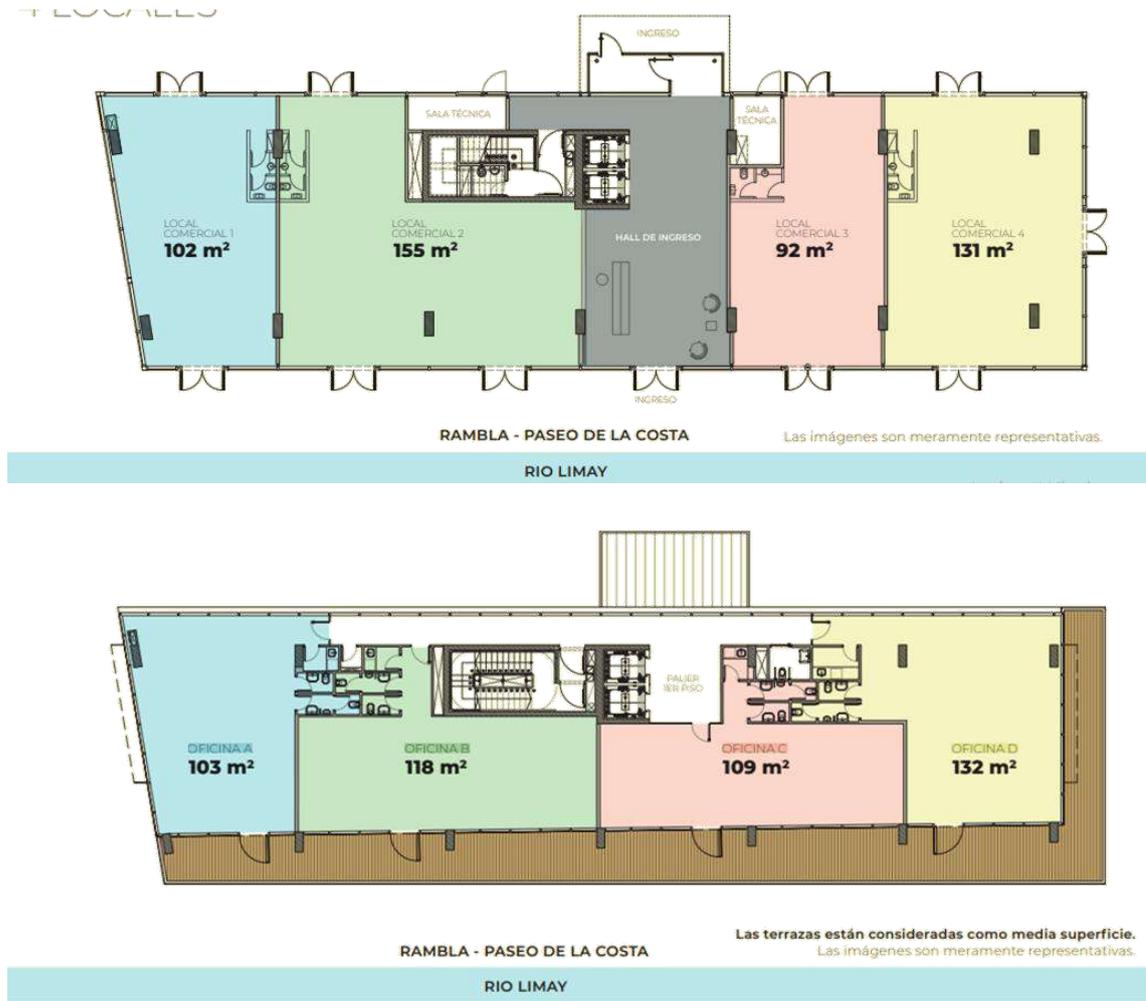


Figura 2.5: Diseño arquitectónico – Plantas



Figura 2.6: Diseño arquitectónico – Corte

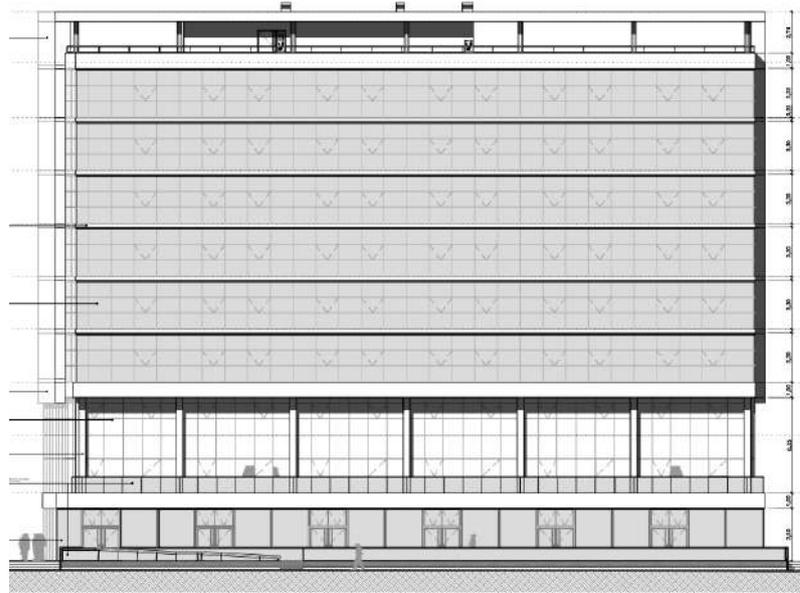


Figura 2.7: Diseño arquitectónico – Vista

En el Anexo V se presenta la documentación completa de la arquitectura del proyecto.

2.3 ESTUDIOS DE SUELOS

El estudio fue elaborado por la firma Ingeniería Ingeo S.R.L donde se llevaron a cabo trabajos de campo, de laboratorio y de gabinete. En el Anexo I se presentan los gráficos y análisis realizados por la empresa.

2.3.1 TRABAJOS

Los trabajos de campo fueron dos sondeos, a percusión, encamisados con 4 1/2" de diámetro, con toma de muestras de los distintos horizontes y ensayos SPT cada metro. Se detectó la napa freática entre 3 y 3,6m de profundidad referidas a los respectivos niveles de terreno existente.

Con respecto a los trabajos de laboratorio se realizaron análisis granulométricos (sobre todas las muestras extraídas), análisis químicos (se determinaron sobre 8 muestras de suelo con el objeto de evaluar la potencial agresividad sobre los hormigones de fundaciones) y se determinaron los límites de Atterberg.

Dentro de los trabajos de gabinete se llevaron a cabo perfiles estratigráficos.

2.3.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En base a los dos sondeos se observaron dos horizontes: uno superior y uno inferior.

El superior está compuesto por suelos finos mayormente arenas limosas sueltas que alcanzan profundidades de 1,3 a 3,3 m referidas a los respectivos niveles de terreno existente.

El inferior se compone de gravas arenosas con compacidades sueltas a muy compactas que en general aumentan con la profundidad, especialmente desde 7,3 a 8,1m.

A continuación, se presentan las características de ambos horizontes:

	Superior	Inferior
Suelo	Arenas limosas (en partes con gravilla)	Gravas arenosas
Compacidad	Suelta (Nspt = 4-8)	Suelta a muy compacta (Nspt = 7 a > 50)
Forma de partículas	Semiredondeadas	Semiredondeadas
Tamaño máximo	0,6 – 10mm	50 – 70mm (con bochones en los mantos profundos)
Pasante tamiz 4	96 – 100%	29 – 50%
Pasante tamiz 200	3 – 32%	1 – 6%
Límites de Atterberg	No plásticos	No plásticos
Posición respecto a napa freática	No influido	Sumergido
Clasificación SUC	SM, SW, SM-SW	GW, GP, GM-GW, GW-GP
Ángulo de fricción interna	Entre 28° y 30°	Entre 28° y 38°

La napa freática se detecta entre 2,4 y 3,6m respecto al nivel de terreno existente.

En base a las características del suelo dadas, se obtienen los diferentes coeficientes de balasto indicados en la tabla:

Horizonte	Descripción		Coefficiente de balasto (Kg/cm ³)
Superior	Arenas limosas		1,5
Inferior	Gravas arenosas	Compacidad “media”	2,4
		Compacidad “compactas”	10,0

2.3.3 RECOMENDACIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos de los sondeos realizados en el terreno se recomienda fundar la estructura mediante pilotes que penetren en el horizonte inferior de gravas arenosas compactas.,

Se describen a continuación los dos tipos de pilotes sugeridos por la empresa:

- Pilotes con 60cm de diámetro
 - Tensión admisible por punta: 31,5 Kg/cm².
 - Penetración mínima en gravas arenosas muy compactas: 1,2 m.
- Pilotes con 80cm de diámetro
 - Tensión admisible por punta: 27,0 Kg/cm².
 - Penetración mínima en gravas arenosas muy compactas: 1,5 m.

Teniendo en cuenta los ángulos de fricción y las profundidades mínimas de penetración recomendadas, se encuentra el factor de capacidad de carga $N_q = 103$ y se utiliza la teoría de resistencia de suelos de Caquot – Kerisel, la cual es la que más se ajusta al suelo de la región.

2.4 MEMORIA DE CÁLCULO FUNDACIONES

Entre los datos recopilados del proyecto, se obtuvo la memoria de cálculo en donde se indica que, con la ayuda del estudio de suelos mencionado anteriormente, el ingeniero proyectista de la obra del Edificio Zafiro adoptó dos tipos de pilotes: unos de 80cm de diámetro para los cabezales de 4 y 6 pilotes y otros de 100cm de diámetro para el cabezal de 24 pilotes. Además, se definieron cabezales con una profundidad de 1,25m y de diversas áreas. Posteriormente en dicha memoria se realiza el cálculo de las fundaciones en donde resultan las siguientes armaduras:

- Pilotes de 80cm y 100cm de diámetro: 8 y 10 barras de $\phi 25$ respectivamente como armadura longitudinal y estribos del $\phi 8$ c/ 15cm.
- Cabezales de 4 y 6 pilotes: Canasto del $\phi 10$ c/ 15cm y barras inferiores adicionales del $\phi 25$.
- Cabezal de 24 pilotes correspondiente al sector del ascensor, el bajo recorrido del mismo, la escalera y tabiques: Canasto (del $\phi 16$ c/ 15cm en dirección X y del $\phi 16$ c/ 20cm en dirección Y) con barras adicionales del $\phi 25$ c/ 10cm y vigas interiores con 5 barras de $\phi 25$, 4 barras de $\phi 20$ y estribos del $\phi 10$ c/ 15cm (4 ramas) como

armaduras a tracción, a compresión y transversales respectivamente y armadura de piel del $\phi 8$ c/ 20cm.

- Vigas de fundación que conectan todos los cabezales entre sí con 4 barras de $\phi 16$ como armaduras a tracción y compresión. Además, estribos del $\phi 8$ c/ 15cm y 2 barras de $\phi 8$ en cada cara como armadura de piel.

Como se indica en uno de los objetivos del presente trabajo, se plantea más adelante (Capítulo 6) la verificación de la fundación dado que, al modificar la arquitectura, se altera el estado de cargas del proyecto por lo que se debió recalcular la estructura con las fundaciones existentes y percibir si estas son suficientes para el nuevo diseño, donde de no ser así, se plantearían modificaciones o adherencias de armaduras en caso de ser necesario.

2.5 ESTUDIO DE CONTINUIDAD DE PILOTES

Dado que las fundaciones profundas se encontraban materializadas al momento de la modificación de la arquitectura, se realizó un estudio de integridad de pilotes (PIT) para corroborar la continuidad de los mismos asegurando la estabilidad de las fundaciones. El ensayo se realizó en octubre del 2020 por la empresa “ing. eugenio mendiguren s.a.” situada en la provincia de Buenos Aires, llevado a cabo bajo la Norma ASTM D 5882-95: “Standard Test Method for Low Strain Integrity of Piles”.

2.5.1 DESCRIPCIÓN DE EQUIPOS Y ENSAYOS

a) Objetivo:

Detectar la presencia de daños o fallas estructurales a lo largo del pilote y su localización. Además, permite medir el ensanchamiento o estrechamiento del pilote, de ser necesario, y la longitud del mismo.

b) Procedimiento:

Consiste en la aplicación de una excitación mecánica en la cabeza del pilote con un martillo instrumentado de mano y la verificación de la respuesta del sistema a esta excitación. Cuando el pilote es excitado, una onda de tensión es generada, la cual se propaga a lo largo del mismo con una velocidad que es función de las características del material del pilote.

A medida que se propaga la onda, si la misma encuentra variaciones de *impedancia*, ya sea debidas al material, a la sección del pilote o al suelo de contacto, sufre reflexiones. La impedancia del pilote se define como:

$$Z = \frac{E \times A}{c} = A \times \sqrt{E \times \rho}, \text{ donde } c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Siendo:

A: Sección transversal del pilote

E: Módulo de elasticidad del hormigón

ρ : Densidad de masa del hormigón

c: Velocidad de propagación de la onda de tensión

Se coloca un sensor ubicado en la cabeza del pilote (acelerómetro) para recibir la respuesta del impacto y se registran las velocidades junto con las subsecuentes reflexiones (incluida la de la punta del pilote), las cuales se reproducen en forma de gráfica en la pantalla del colector. Además, se mide la fuerza aplicada ya que el martillo se encuentra instrumentado, cuyo registro es esencial para detectar fallas en las proximidades de la cabeza del pilote.

Durante la adquisición de datos se permite analizar la señal defectuosa y la obtención de datos promedio de varias mediciones en el mismo pilote.

Con los resultados obtenidos y utilizando el programa Pile Dynamics (Figura 2.8 y Figura 2.9) se analizan las señales obtenidas modificando las mismas, ya sea suavizándolas por eliminación de señales de alta frecuencia o amplificándolas exponencialmente desde la cabeza hasta la punta del pilote.

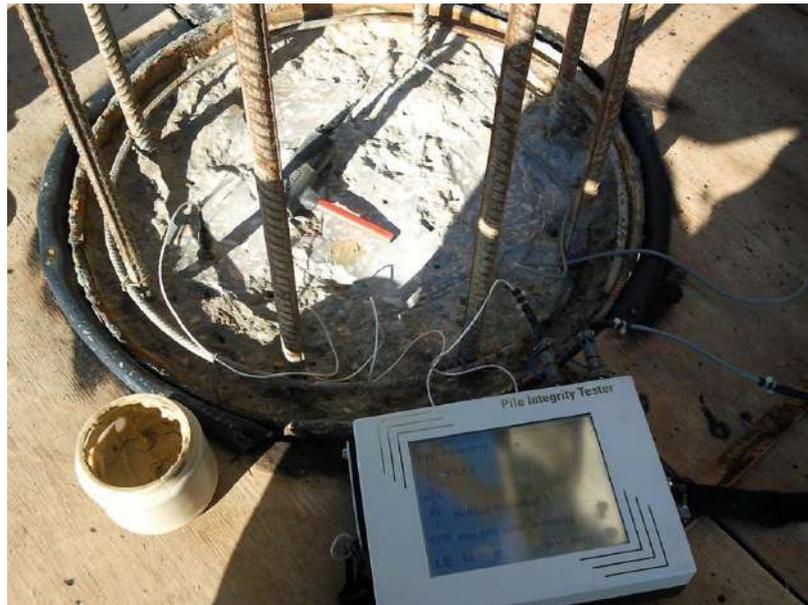


Figura 2.8: Ensayo de continuidad de pilotes – Instrumentación

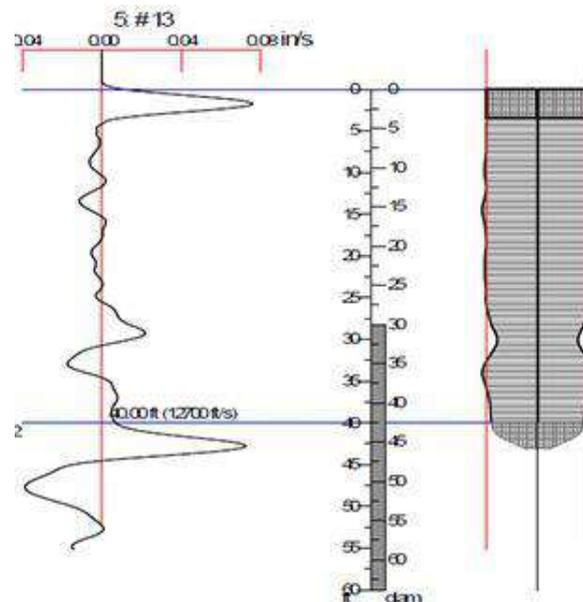


Figura 2.9: Ensayo de continuidad de pilotes – Resultado de las señales

- c) Características físicas del equipo:
 Medidas: 75mm x 175mm x 235mm
 Peso: 2,2 kg
 Batería interna: 8 hs. de duración

2.5.2 TRABAJO REALIZADO

El estudio se realizó en dos etapas, donde en la primera se ensayaron 43 pilotes perforados en el lugar y en la segunda 33. Los mismos presentaban diámetros entre 80 y 100 cm.

2.5.3 CONCLUSIONES

De acuerdo con los registros de velocidad y fuerza obtenidos, se analiza lo siguiente:

- Se observan pequeñas variaciones de impedancia a lo largo del fuste, normales en pilotes perforados y moldeados en el lugar, ya que se producen variaciones en la sección transversal. También influyen para ello, los cambios en la fricción lateral con el suelo de contacto.
- Las señales de punta se han registrado suavemente. Se obtienen señales de este tipo cuando la punta del pilote está en contacto con suelos de alta consistencia o el pilote atraviesa estratos de alta fricción lateral, pero al magnificar las señales se observan con mayor claridad.
- De la interpretación de los resultados obtenidos surge que los pilotes ensayados presentan una integridad normal para este ensayo.

Estas conclusiones resultan de una correcta ejecución e interpretación de los ensayos, con la precisión y alcance que pueden esperarse de los mismos.

3 DISEÑO ESTRUCTURAL Y PREDIMENSIONADO

3.1 INTRODUCCIÓN

Se plantea una estructura resistente que respete tanto las premisas del diseño arquitectónico, como así también que cumpla con las necesidades mínimas de resistencia y durabilidad. El presente capítulo contiene una introducción teórica sobre material, tipologías estructurales a utilizar, métodos de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) y definición de diseño por estados límite último y de servicio (ELU y ELS).

3.2 TIPOLOGÍA Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

El hormigón a utilizar deberá cumplir con el artículo 1.2.1 del reglamento CIRSOC 103 – 2005 Parte II, en donde se establece un rango correspondiente a la resistencia especificada a la compresión del mismo ($f'c$) según la zona sísmica en la cual se realice el proyecto. Esto mismo se define a continuación:

- a) Zonas sísmicas 3 y 4: $20 \text{ MPa} \leq f'c \leq 40 \text{ MPa}$
- b) Zonas sísmicas 1 y 2: $15 \text{ MPa} \leq f'c \leq 40 \text{ MPa}$

El material a utilizar será hormigón armado de resistencia especificada a compresión ($f'c$) de 30 MPa y la tipología estructural utilizada es del tipo pórticos conformados por vigas y columnas de hormigón armado con losas armadas en dos direcciones.

Las losas bidireccionales, como su nombre lo indica, transmiten la carga en dos direcciones (Figura 3.1). Para ello, este tipo de losas poseen sus elementos resistentes o nervios en ambas direcciones, formando una retícula. Las mismas, trabajan principalmente a flexión en las dos direcciones (flector + cortante). Pueden también estar sometidas a esfuerzo axial, aunque éste será en general de menor importancia.

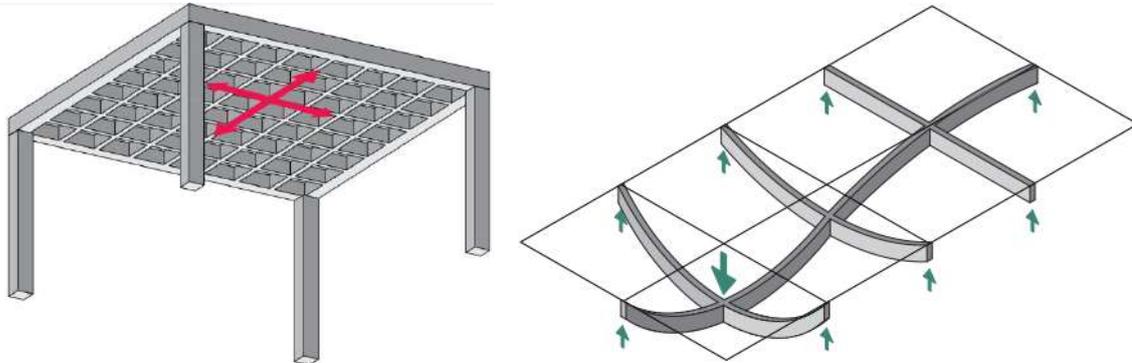


Figura 3.1: Distribución de cargas en la losa

La losa tiene que ser capaz de soportar su propio peso; la carga muerta, es decir, el piso, las mamposterías y los elementos decorativos que se adhieran o se suspendan del mismo; y soportar las sobrecargas del mobiliario y de las personas que viven, trabajan y almacenan sus cosas sobre él. En definitiva, éstas deben ser capaces de soportar las acciones gravitatorias de peso propio, cargas muertas y sobrecargas y transmitir las directa o indirectamente a las vigas y hacia pilares que los soportan (Figura 3.2). Además, dado que el edificio tiene que soportar acciones horizontales (viento y sismo, ver Figura 3.2), todos sus elementos, y al igual que las losas, deben tener una capacidad resistente a las mismas.

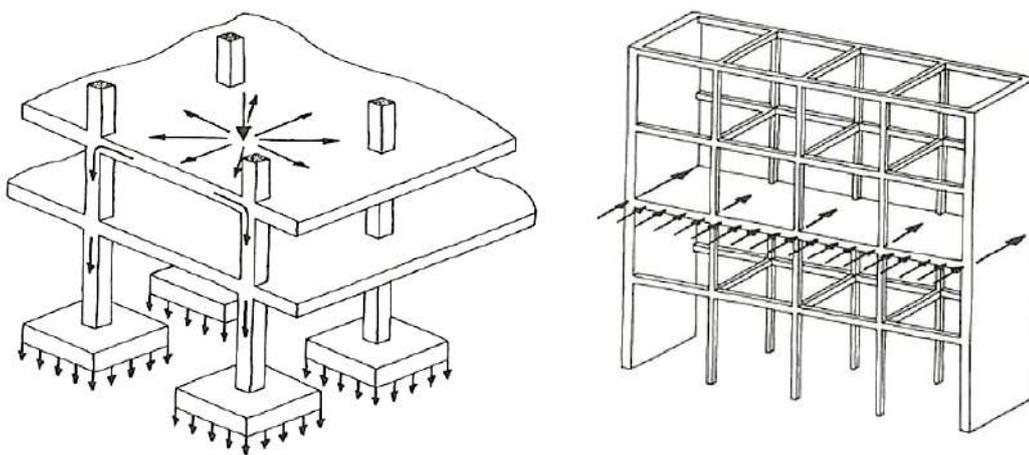


Figura 3.2: Transmisión de cargas – Edificio sometido a cargas horizontales

Dado que el edificio se encuentra localizado sobre zona sísmica 1, según lo especifica el reglamento CIRSOC 103, se diseñó a la estructura para una condición columna fuerte-viga débil, la cual a la hora de un evento sísmico predispone la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas antes que en las columnas. Esta condición es objetivo del diseño sismorresistente, pues procura contribuir a la preservación de vidas humanas.

3.3 DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

Tanto en la determinación de las cargas y en la de sus efectos, como en la determinación de las resistencias reales de las estructuras, existen incertidumbres, las cuales dependen del método de cálculo, tipo de elemento y sollicitación, tecnología de ejecución, entre otros. Es por este motivo que no alcanza con tomar un único factor de seguridad que afecte a la totalidad de la estructura, como en los antiguos reglamentos. Como solución, las normas definen factores distintos para cada tipo de carga y resistencia, y plantean proyectos por estados límite con condiciones mínimas a cumplir por el procedimiento de cálculo.

A este método de diseño por diferentes factores, se lo conoce como diseño por factores de carga y resistencia (LRFD por sus siglas en inglés) y es el método adoptado por la reglamentación argentina CIRSOC 201 para estructuras de hormigón.

Estados Límites últimos y de servicio (ELU y ELS)

Un estado límite es una condición que representa el límite de utilidad de una estructura o una parte de ella. Es decir, es un estado más allá del cual se dejan de satisfacer los comportamientos requeridos por el proyecto.

Los Estados límites se clasifican en:

- Estados límites últimos: Son condiciones que, en caso de no cumplirse, producen que la estructura completa o una parte de la misma pueda colapsar al superar su capacidad resistente. Estos se utilizan para dar seguridad y definir capacidad máxima de transferencia de carga.
- Estados límites de servicio: Son condiciones que, en caso de no cumplirse producen una pérdida de funcionalidad, aspecto, o confort de la estructura. Estos se establecen a fin de que la estructura presente un comportamiento normal y aceptable bajo condiciones de servicio.

El método de proyecto y dimensionamiento por estados límites tiene como condición que ninguno de los estados límites de la estructura sea superado. Este tipo de dimensionamiento implica que para cada componente de la estructura se debe cumplir que la resistencia de diseño (R_d), sea igual o mayor a la resistencia requerida (R_u) determinada de acuerdo con las combinaciones de carga.

$$R_u \leq R_d = \phi R_n$$

Dónde:

R_u = resistencia requerida

R_n = resistencia nominal

ϕ = factor de reducción de resistencia

$R_d = \phi R_n$ = resistencia de diseño

Para esto, se utilizarán los factores de reducción de resistencia especificados por el capítulo 9 del CIROSC 201 que se enlistan a continuación.

Secciones controladas por tracción	$\phi = 0,90$
Secciones controladas por compresión	
a) elementos armados con zunchos en espiral	$\phi = 0,70$
b) elementos armados con otro tipo de armadura	$\phi = 0,65$
Secciones controladas por corte y torsión	$\phi = 0,75$
Modelos de bielas (Apéndice A) y los puntales, tensores zonas nodales y de apoyo de dichos modelos	$\phi = 0,75$

3.4 DISEÑO Y PREDIMENSIONADO

Debido a las grandes áreas a cubrir se optó por un tipo de losa bidireccional compuesta por nervios y casetones (Figura 3.3).

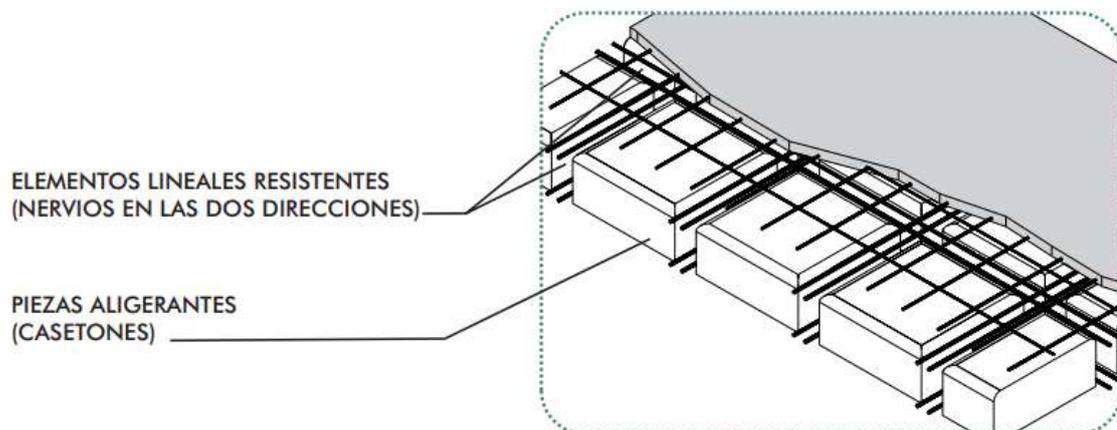


Figura 3.3: Nervios y casetones

Los casetones son piezas con forma rectangular o cúbica de poliestireno expandido (EPS), que se utilizan en losas para aligerar el peso de las mismas.

VENTAJAS DE LAS LOSAS CASETONADAS:

- Reduce la deformación de las losas y, por tanto, el riesgo derivado de daños en los tabiques rígidos.
- El menor peso hace que las cargas de peso propio de la estructura sean menores, de modo que también se reduce el armado en vigas, columnas y cimientos.
- Facilidad de manejo y, por ende, reducción de riesgos laborales.
- Menor necesidad de apuntalamientos.
- Los aligerantes también mejoran el comportamiento de las edificaciones en zonas de riesgo sísmico, pues la reducción de la masa de la estructura actúa contra la deformación horizontal.

3.4.1 DIMENSIONES GENERALES DE LA ESTRUCTURA

3.4.1.1 VIGAS

La luz de cálculo, está definida en el Reglamento CIRSOC 201 – 2005 ARTÍCULO 8.7. como “la luz libre entre los apoyos (l_n), más la altura h del elemento, y en ningún caso debe superar el valor de la distancia “ l_c ” entre los centros de apoyo” (ver Figura 3.4).

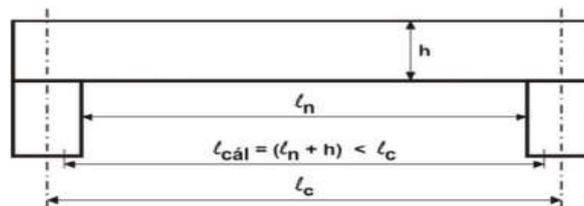


Figura 3.4: Luz de cálculo

Para nuestro caso se presenta el siguiente esquema (Figura 3.5) el cual resume las luces de cálculo, que de manera aproximada se repiten en cada planta.

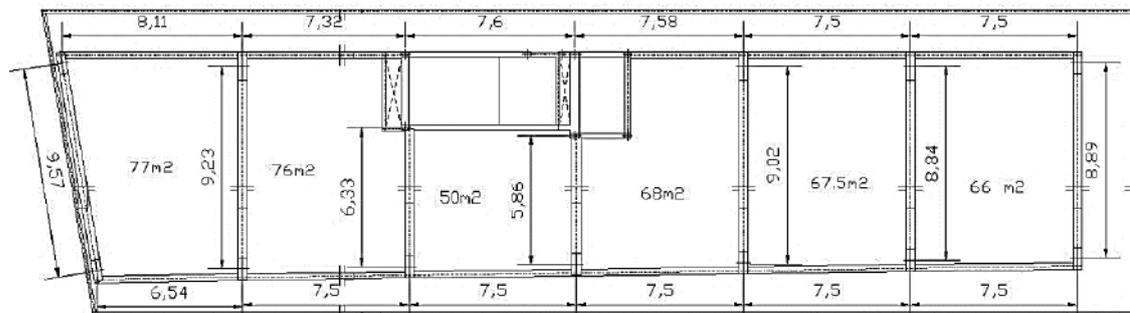


Figura 3.5: Esquema de luces de cálculo

Para el predimensionado de vigas se tomaron en consideración las siguientes relaciones:

- Para altura mínima de vigas se tomaron como referencia las alturas recomendadas en el artículo 9.5 del reglamento CIRSOC 201-2005, el cual busca garantizar que las deformaciones se mantengan dentro de valores aceptables (basado en la experiencia).

Para vigas simplemente apoyadas $H = luz / 16 m$

- Para el ancho mínimo se tomaron las limitaciones dimensionales establecidas por el artículo 2.2.1.1. del reglamento CIRSOC 103-2005 Parte II.

$$b_{w,min} \geq L_n/25$$

$$h_{b,min} \leq 100 \cdot b_w^2/L_n$$

$$b_{w,min} \geq 200 mm$$

Para las vigas principales, se adoptaron de manera general, dimensiones de 40 cm x 60 cm o 45 cm x 60 cm. Cabe aclarar que algunas vigas perimetrales tienen dimensiones especiales por solicitud de la arquitectura.

A continuación, se resumen las dimensiones generales adoptadas para vigas en una planta:

	b [cm]	h [cm]
V1	40	60
V2	40	65
V3	15	100
V4	15	20
V5	15	15

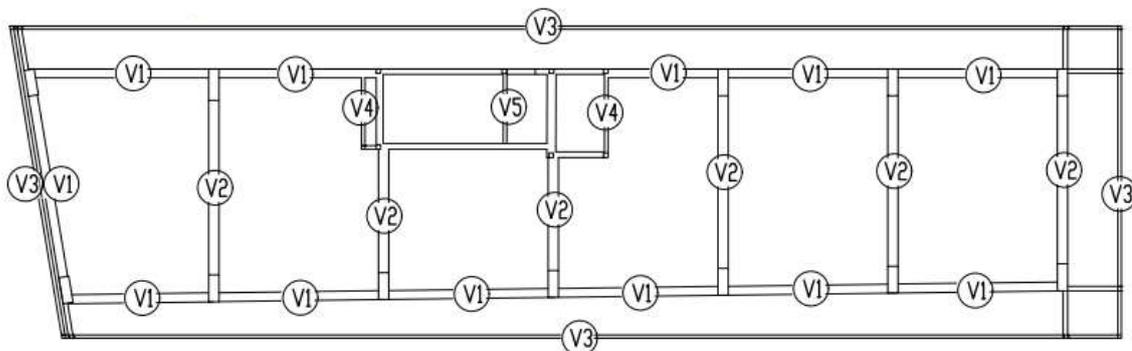


Figura 3.6: Esquema general de dimensiones de vigas

3.4.1.2 COLUMNAS

A continuación, se resumen los distintos niveles considerados para el cálculo según los requerimientos dados por el diseño arquitectónico (Figura 3.7).



Figura 3.7: Niveles del edificio

Para el predimensionado de columnas se tomaron en consideración las siguientes limitaciones dimensionales del reglamento CIRSOC 103-2005 Parte II artículo 2.3.1.1.:

$$b_c \geq L_n/25$$

$$b_c \geq 200 \text{ mm}$$

Se adoptaron columnas rectangulares de dimensiones desde 45 cm x 120 cm o 40 cm x 140 cm en planta baja, las cuales disminuyen su sección en pisos superiores conforme las solicitaciones son menores, hasta la planta técnica donde son circulares de $D = 30$ cm como se puede ver en la siguiente tabla.

Columna 9		
P técnica	Circular	$\Phi = 0.3$ m
Piso 8	Rectangular	0.4 m x 0.8 m
Piso 7	Rectangular	0.4 m x 0.8 m
Piso 6	Rectangular	0.4 m x 0.8 m
Piso 5	Rectangular	0.4 m x 0.8 m
Piso 4	Rectangular	0.4 m x 0.8 m

Piso 3	Rectangular	0.4 m x 0.8 m
Piso 2	Rectangular	0.4 m x 1.0 m
Piso 1	Rectangular	0.4 m x 1.0 m
PB	Rectangular	0.45 m x 1.2 m

3.4.1.3 TABIQUES

El diseño arquitectónico plantea una caja de ascensores centrada en la planta, en donde se optó por colocar tabiques de hormigón armado alrededor de la misma y en el sector de escaleras para tomar los esfuerzos horizontales y darle rigidez a la estructura, sobre todo ante un evento sísmico. Además, estos muros, dan practicidad al montaje de ascensores ya que sirven como superficie de apoyo para las guías.

Los muros de hormigón armado tienen anchos de 25, 30 y 40 cm, desde la fundación hasta la planta de techos. A continuación, se muestra en un esquema la posición de los mismos en una planta (Figura 3.8).

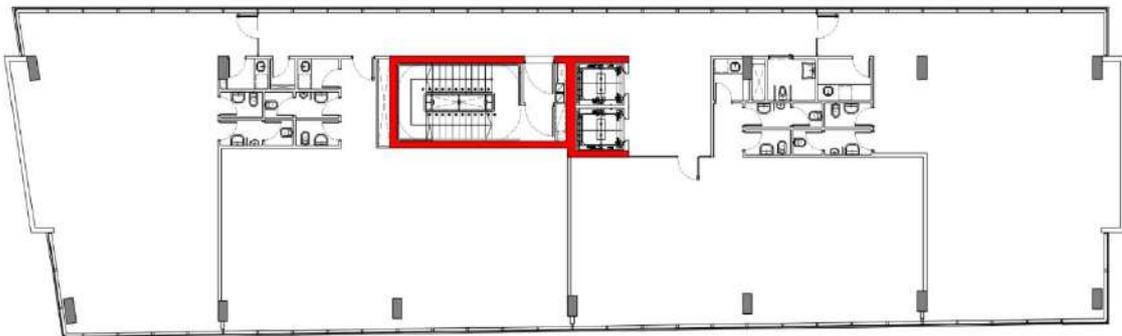


Figura 3.8: Ubicación de los tabiques en planta

3.4.1.4 LOSAS

Para el predimensionado de las losas se tomaron en cuenta las limitaciones dadas por el reglamento CIRSOC 201 artículos 8.11.2., 8.11.3. y 8.11.5.2.

Los nervios deben tener las siguientes limitaciones dimensionales:

$$b_{\min} \geq 100 \text{ mm}$$

$$h_{\text{nervio}} \leq 3,5 \text{ veces su ancho mínimo}$$

$$\text{Luz libre entre nervios} \leq 800 \text{ mm}$$

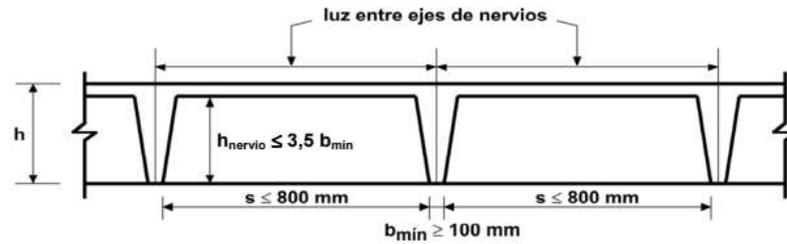


Figura 3.9: Limitaciones dimensionales

El espesor de la losa de hormigón sobre los elementos de relleno permanentes (encofrados perdidos) que se integran a la losa debe ser:

$$e \geq 40 \text{ mm}$$

$$e \geq \frac{1}{12} \text{ de la distancia libre entre nervios}$$

El esquema adoptado para las losas fue el siguiente:

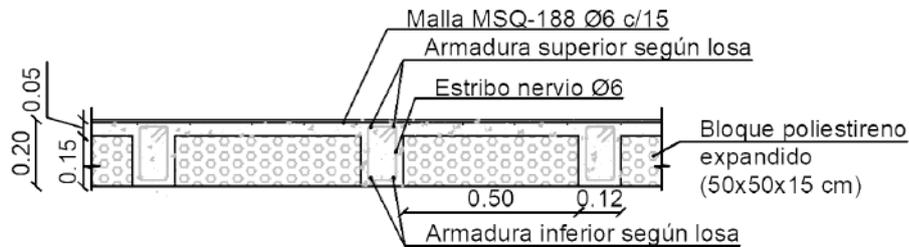


Figura 3.10: Armaduras de la losa en corte

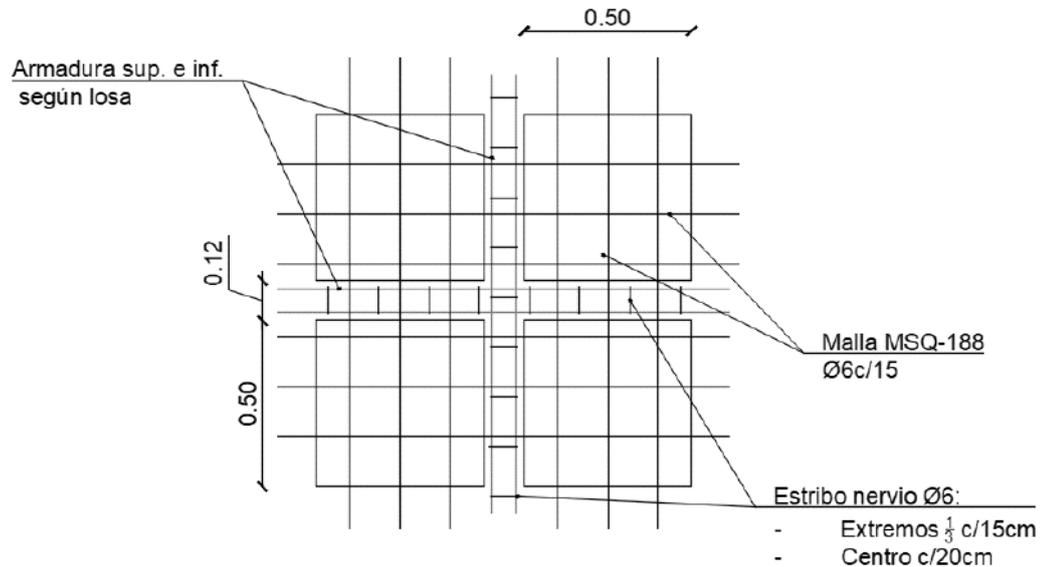


Figura 3.11: Armaduras de la losa en planta

4 ANÁLISIS DE CARGAS

4.1 INTRODUCCIÓN

En este apartado se mencionan las diferentes cargas a las que la estructura estará sometida a lo largo de su vida útil y con las que se diseñará la misma para que las resista. Para esto se utilizan los reglamentos CIRSOC vigentes hasta la fecha correspondiente al “Área 100 – Acciones sobre la estructura”.

Existen las distintas acciones que afectarán a la estructura y se clasifican en permanentes (cargas muertas); variables, que pueden ser de uso (cargas vivas) o ambientales (viento, nieve y lluvia); y accidentales (cargas debidas al sismo).

La resistencia requerida (U) por la estructura debe ser tal que iguale o supere a los efectos de las cargas mayoradas en alguna de las siguientes combinaciones.

- $U = 1,4 (D+F)$
- $U = 1,2 (D+F+T) + 1,6 (L+H) + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- $U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (f_1 L \text{ o } 0,8 W)$
- $U = 1,2 D + 1,6 W + f_1 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- $U = 1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + Lr) + f_2 S$
- $U = 0,9 D + 1,6 W + 1,6 H$
- $U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$

Donde:

D: Cargas permanentes

F: Cargas debidas al peso y presión de fluidos.

T: Solicitaciones de coacción y efectos provenientes de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, fluencia lenta de los materiales componentes, contracción, cambios de humedad y asentamientos diferenciales o sus combinaciones.

L: Sobrecargas de uso.

H: Cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo u otros materiales.

Lr: Sobrecargas en las cubiertas.

S: Carga debida a la nieve.

R: Carga debida a la lluvia.

W: Carga debida al viento.

E: Efecto provocado por las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica.

f_1 : Factor que toma el valor de 1,0 para lugares de concentración de público donde la sobrecarga sea mayor a 5,00 KN/m² y para las playas de estacionamiento y garages. Para demás sobrecargas toma el valor de 0,5.

f_2 : Factor que toma el valor de 0,7 para configuraciones particulares de cubiertas que no permiten evacuar la nieve acumulada. Para demás cubiertas toma el valor de 0,2.

4.2 CARGAS MUERTAS (D)

Son aquellas que se definen según CIRSOC 101 – 2005 como “cargas en las cuales las variaciones a lo largo del tiempo son raras o de pequeña magnitud y tienen un tiempo de aplicación prolongado”. Algunas de ellas pueden ser el peso propio de los componentes de la estructura y los elementos fijos presentes en la misma.

En general las cargas que se tuvieron en cuenta fueron las generadas por:

- Peso propio de los elementos estructurales
- Peso propio del vidrio armado/templado que existe como cerramiento
- Mamposterías
- Cielorrasos
- Contrapisos y pisos
- Tanques de reserva

4.3 CARGAS VIVAS (L)

Son aquellas que se definen según CIRSOC 101 – 2005 como “aquellas originadas por el uso y ocupación de un edificio u otra estructura, y no incluye cargas debidas a la construcción o provocadas por efectos ambientales, tales como nieve, viento, acumulación de agua, sismo, etc. Las sobrecargas en cubiertas son aquellas producidas por materiales, equipos o personal durante el mantenimiento, y por objetos móviles o personas durante la vida útil de la estructura.”.

En general las cargas que se tuvieron en cuenta fueron:

- Cargas de uso en oficinas (de ocupación, baños, pasillos, escaleras, balcones y cocinas)
- Pasillos en pisos superiores
- Ascensores

En este caso se debe considerar que el equipo propulsor del ascensor se encuentra emplazado sobre la losa, por lo que la sobrecarga va a depender del área del hueco.

Si el área es menor a 1 m^2 entonces la sobrecarga será de 40 KN/m^2 ; si está comprendida entre 1 m^2 y $1,5 \text{ m}^2$ entonces será de 35 KN/m^2 ; mientras que si es mayor a $1,5 \text{ m}^2$ será de 25 KN/m^2 .

- Terrazas con probabilidad de congregación de personas
- Cubierta inaccesible:
 - Se debe tener en cuenta que la sobrecarga en este caso según el artículo 4.7 del Reglamento CIRSOC 101 – 2005 se encuentra regida por la ecuación $L_r = 0,96 R_1 R_2$ siendo $0,58 \leq L_r \leq 0,96$. El resultado “ L_r ” corresponde a la sobrecarga de cubierta en siendo $0,58 \leq L_r \leq 0,96$. El resultado “ L_r ” corresponde a la sobrecarga de cubierta en KN/m^2 .
 - El factor de reducción R_1 se define considerando el área tributaria (A_t) soportada por cualquier elemento estructural. Si $A_t \leq 19 \text{ m}^2$ entonces $R_1 = 1$; si $19 \text{ m}^2 < A_t < 56 \text{ m}^2$ entonces $R_1 = 1,2 - 0,01076 A_t$; mientras que si $56 \text{ m}^2 \leq A_t$ entonces $R_1 = 0,6$.
 - El factor de reducción R_2 se define teniendo en cuenta la pendiente de la cubierta siendo $F = 0,12 \times \text{pendiente}$. Si $F \leq 4$ entonces $R_2 = 1$; si $4 < F < 12$ entonces $R_2 = 1,2 - 0,05 F$; mientras que si $12 \leq F$ entonces $R_2 = 0,6$.

4.4 CARGAS DE VIENTO (W)

El análisis de las cargas de viento se realizó mediante el método analítico según CIRSOC 102 – 2005 teniendo en cuenta que la acción del mismo es considerada como cargas horizontales en cada planta, en dos direcciones ortogonales y en ambos sentidos, aplicadas en cada nivel según su ancho de banda.

El cálculo de las cargas de viento sobre la estructura se realiza en el mismo software con el que se modeló el edificio donde se indicó la normativa utilizada y se definieron algunos parámetros solicitados por el programa, entre ellos, la categoría del uso, la velocidad básica del viento, el tipo de estructura, categoría y la orografía del terreno.

4.5 CARGAS DE NIEVE (S)

Para establecer las cargas o acciones de la nieve sobre la estructura y sus componentes se hizo uso del Reglamento CIRSOC 104 – 2005 donde se define el procedimiento a seguir para cubiertas planas definiendo a éstas como aquellas que presentan una pendiente menor o igual a 5 grados.

La carga de nieve básica “ p_f ” queda definida de acuerdo a la zona debido a que se calcula con la siguiente expresión:

$$p_f = 0,7 C_e C_t I p_g$$

Donde:

C_e , C_t e I : Factores de exposición, térmico y de importancia respectivamente

p_g : Carga de nieve a nivel del terreno de acuerdo a la ubicación

4.6 CARGAS DE SISMO (E)

Al realizar un análisis sísmico en una estructura se debe considerar la base de la construcción sometida a un movimiento representativo del terremoto de diseño, el cual se define en función de la peligrosidad sísmica, de las condiciones del sitio y de la importancia de construcción.

Existen tres procedimientos para la evaluación de la acción sísmica: Método estático, Método dinámico y Método simplificado. El primero consiste en la representación de la acción sísmica mediante un sistema de fuerzas estáticas equivalentes proporcionales a las cargas gravitatorias y a una forma supuesta del primer modo de vibración. Este método se admite para todas las construcciones hasta 3 niveles o de altura menor que 9m (la misma se mide desde el nivel más alto del terreno circundante hasta la última masa). Por otro lado, los métodos dinámicos se utilizan en las construcciones que no cumplen con las condiciones del anterior y comprenden el análisis de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que se producen como resultado de la actividad sísmica. Por otra parte, el procedimiento simplificado quedó descartado debido a la altura del edificio.

4.6.1 REGULARIDAD ESTRUCTURAL

La elección del método de análisis de la acción sísmica está sujeta la condición y por ende el comportamiento de la estructura frente a un evento sísmico, ya que como sabemos, en una estructura regular las demandas inelásticas producidas por movimientos sísmicos fuertes tienden a distribuirse bien en toda la estructura, resultando una dispersión de la disipación de energía y del daño y en estructuras irregulares el comportamiento inelástico puede concentrarse en las zonas de irregularidad introduciendo solicitaciones imprevistas en la estructura resultando en una rápida falla de los elementos estructurales correspondientes y los métodos de análisis elástico empleados típicamente para el análisis estructural a menudo no pueden predecir bien la distribución de las demandas sísmicas

en estructuras irregulares, conduciendo al diseño inadecuado en las zonas de irregularidad. En este sentido, se evaluaron la regularidad en planta y en altura de la estructura para determinar el método de cálculo adecuado.

4.6.1.1 Regularidad en planta

Al utilizar la tabla de la Figura 4.1 se establecen las condiciones de regularidad en planta.

CONDICIONES		Ver Sección
1a	Son estructuras torsionalmente regulares o con irregularidad torsional baja cuando en todos los niveles o masas se cumple: $\Delta_{bk} / \Delta_{mk} \leq 1,2$	
1b	Son estructuras con irregularidad torsional media cuando en algún nivel o masa se cumple: $1,2 < \Delta_{bk} / \Delta_{mk} \leq 1,4$	
1c	Son estructuras con irregularidad torsional extrema cuando en algún nivel o masa se cumple: $\Delta_{bk} / \Delta_{mk} \geq 1,4$	2.6.3- a)
2a	Son estructuras regulares cuando los elementos resistentes para acción sísmica son continuos en altura y el esfuerzo se mantiene en un único plano vertical.	
2b	Son estructuras irregulares todos los casos no incluidos en 2a	2.6.3- b)
3a	Son estructuras regulares los sistemas formados por elementos perpendiculares o con doble simetría	3.2
3b	Son estructuras irregulares todos los casos no incluidos en 3a	3.2.
4a	Son estructuras regulares de esquinas entrantes cuando la proyección de la planta se extiende más allá de la esquina entrante una longitud menor al 15% de las dimensiones de la planta en las direcciones de análisis	
4b	Son estructuras irregulares de esquinas entrantes todas aquellas no incluidas en 4a	2.6.3. e)

Figura 4.1: Condiciones de regularidad en planta

Se atiende a varios aspectos para definir la regularidad en planta:

- Regularidad torsional (Líneas 1a, 1b y 1c de la Figura 4.1):

Se comparan los desplazamientos relativos de piso de los bordes de la construcción con el desplazamiento promedio, como indica la Figura 4.2.

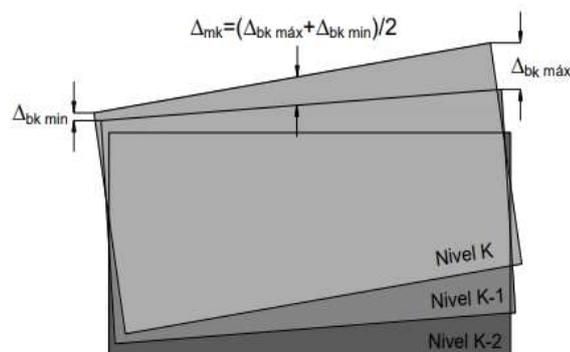


Figura 4.2: Desplazamientos en las plantas

Siendo:

Δ_{bk} = diferencia entre desplazamientos horizontales correspondiente a cabeza y pie del nivel k, medidos en un borde de la construcción en la dirección analizada.

Δ_{mk} = promedio de la diferencia entre desplazamientos horizontales correspondiente a cabeza y pie del nivel k, medidos en bordes opuestos de la construcción en la dirección analizada.

Δ_{mk+1} = promedio de la diferencia entre desplazamientos horizontales correspondiente a cabeza y pie del nivel k+1, medidos en bordes opuestos de la construcción en la dirección analizada.

$$\Delta_{bk} = 5,29 \text{ mm}$$

$$\Delta_{mk} = 4,09 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta_{bk}}{\Delta_{mk}} = 1,29 \rightarrow \text{Estructura con irregularidad torsional}$$

- Continuidad de los elementos resistentes (Líneas 2a y 2b de la Figura 4.1):

Se refiere a la coplanaridad en altura de todos los componentes de cada elemento resistente. En nuestro caso todas las columnas respetan un mismo eje desde planta baja a planta de techos. Por lo tanto, resulta regular la estructura.

- Ortogonalidad o simetría de los elementos resistentes (Líneas 3a y 3b de la Figura 4.1):

La mayoría de los elementos estructurales son perpendiculares, lo cual la hace regular.

- Esquinas entrantes (Líneas 4a y 4b de la Figura 4.1):

En este apartado se consideraron las siguientes longitudes:

- Voladizo = 1,90 m
- Dimensión total = 13,03 m
- $1,90 \text{ m} / 13,03 \text{ m} = 0,146 \approx 14,60 \% < 15 \% \rightarrow$ Estructura regular

4.6.1.2 Regularidad en altura

En este caso, se establecen las condiciones de regularidad en altura según la tabla de la Figura 4.3.

CONDICIONES		Ver Sección
1a	Son estructuras regulares o con irregularidad baja en rigidez cuando en todos los niveles o masas se cumple: $\Delta_{mk} \leq 1,4\Delta_{mk+1}$	
1b	Son estructuras con irregularidad de rigidez media cuando en algún nivel se cumple: $1,4\Delta_{mk+1} < \Delta_{mk} \leq 1,7\Delta_{mk+1}$	
1c	Son estructuras con irregularidad de rigidez extrema cuando en algún nivel se cumple: $1,7\Delta_{mk+1} \leq \Delta_{mk}$	2.6.3- a)
2	Son estructuras con regularidad de masas cuando las masas de cada nivel varían menos de 30% respecto de los niveles adyacentes (1)	2.7.2.
3	Son estructuras con regularidad geométrica cuando en todos los niveles la dimensión horizontal del sistema resistente varía menos del 30% respecto de los niveles adyacentes	
4a	Son estructuras regulares cuando los elementos verticales son continuos en altura o los retranqueos en su plano son inferiores a la longitud del elemento. Las dimensiones de los componentes son constantes o crecientes hacia abajo	
4b	Son estructuras irregulares todos los casos no incluidos en 4a	2.6.3- b) 2.6.3- c)
5a	Son estructuras regulares en resistencia cuando en todos los niveles la resistencia lateral es superior al 80% de la resistencia del nivel inmediato superior	2.6.3.d)
5b	Son estructuras irregulares todos los casos no incluidos en 5a (piso débil)	2.6.3.a) 2.6.3.d)

(1) Se excluyen los techos livianos (peso propio inferior a $1,5 \text{ kN/m}^2$) o cuerpos salientes incluidos en el Capítulo 10.

Figura 4.3: Condiciones de regularidad en altura

Las irregularidades en la configuración vertical de la construcción se pueden resumir en los siguientes aspectos:

- Regularidad de rigidez (Líneas 1a, 1b y 1c de la Figura 4.3):

$$\Delta_{mk} = 4,09$$

$$\Delta_{mk+1} = 3,74$$

$$\Delta_{mk} = 4,09 < 1,4 \Delta_{mk+1} = 5,24 \rightarrow \text{Estructura regular}$$

- Regularidad de masas (Línea 2 de la Figura 4.3):

Para este apartado se establecen las diferencias de masas entre los pisos contiguos, en donde se observa un porcentaje mayor al establecido, lo que genera una irregularidad de masas como se ve a continuación.

Piso 2	470,68 t	$\Delta_{masa} = 50\%$
Piso 1	705,20 t	

➤ Regularidad de dimensiones horizontales (Línea 3 de la Figura 4.3):

Esta condición se refiere a las dimensiones del sistema resistente, no a las dimensiones físicas de la construcción. En nuestro caso la estructura resistente no presenta variaciones entre las dimensiones horizontales de cada piso, por lo cual resulta una estructura con regularidad geométrica.

➤ Configuración vertical de los elementos resistentes (Líneas 4a y 4b de la Figura 4.3):

Como los componentes son uniformes en altura y sus dimensiones crecientes desde arriba hacia abajo (esto es, siguiendo la ley de distribución de esfuerzos de la construcción completa) la construcción se considera regular.

➤ Regularidad de resistencia lateral (Líneas 5a y 5b de la Figura 4.3):

Por resistencia lateral se entiende la resistencia para el esfuerzo de corte global a soportar por la construcción. La condición tiende a evitar la aparición de niveles o pisos débiles en los que se concentrarían las demandas inelásticas. Esta condición es crítica para construcciones de cierta altura porque el piso débil suele ser causa de daños muy graves, en muchas ocasiones el colapso. A continuación, se presenta una tabla en la cual se observa que las relaciones entre las resistencias laterales de plantas contiguas son superiores al 80%, por lo cual se considera regular en esta condición.

Planta	Q _X (t)	% Resistencia lateral	Q _Y (t)	% Resistencia lateral
Planta de techos	15,40	380%	3,50	389%
Planta técnica	58,55	151%	13,61	144%
Piso 8	88,15	132%	19,64	128%
Piso 7	116,00	122%	25,06	119%
Piso 6	142,01	117%	29,74	113%
Piso 5	166,22	113%	33,74	110%
Piso 4	188,10	112%	36,99	109%
Piso 3	211,17	104%	40,31	100%
Piso 2	219,63	103%	40,34	118%
Piso 1	226,77	-	47,71	-

Para recopilar los resultados mencionados hasta el momento, a partir de las condiciones de regularidad en planta y en altura, se obtuvo la siguiente tabla resumen (Figura 4.4) en donde el reglamento sismorresistente establece que de acuerdo a lo que se obtiene, quedan

designadas las letras E, D y R, las cuales corresponden a la utilización de los métodos Estático y Dinámico o si se requiere Rediseñar la estructura respectivamente. Para el caso de estudio en donde la zona sísmica es 1 y la construcción es de tipo A resulta lo siguiente.

Tipo de regularidad	Línea	Condición de regularidad	Línea	Caso	Zonas Sísmicas 3 y 4			Zonas Sísmicas 0, 1 y 2			
					A _o	A	B	A _o	A	B	
Regularidad en Planta Tabla 2.3.	1	Torsional	1 _a	Regular	E	E	E	E	E	E	
			1 _b	Irregularidad Media	D	E	E	E	E	E	
			1 _c	Irregularidad Extrema	R	R	R	R	D	D	
	2	Continuidad de Elementos	2 _a	Regular	E	E	E	E	E	E	
			2 _b	Irregular	E	E	E	E	E	E	
	3	Ortogonalidad	3 _a	Regular	E	E	E	E	E	E	
			3 _b	Irregular	E	E	E	E	E	E	
	4	Esquinas entrantes	4 _a	Regular	E	E	E	E	E	E	
			4 _b	Irregular	D	D	E	E	E	E	
	Regularidad en Altura Tabla 2.4.	1	Rigidez	1 _a	Regular	E	E	E	E	E	E
				1 _b	Irregularidad Media	D	E	E	D	E	E
				1 _c	Irregularidad Extrema	R	R	R	R	D	E
2		Masas		Regular	E	E	E	E	E	E	
				Irregular	D	D	D	D	D	E	
3		Dimensiones Horizontales		Regular	E	E	E	E	E	E	
				Irregular	D	D	D	D	D	E	
4		Retranqueos en su Plano	4 _a	Regular	E	E	E	E	E	E	
			4 _b	Irregular	E	E	E	E	E	E	
5		Resistencia Horizontal	5 _a	Regular	E	E	E	E	E	E	
			5 _b	Irregular	R	R	R	R	D	E	

Figura 4.4: Tabla resumen de las condiciones en planta y altura

Por lo tanto, se concluye que es necesario analizar mediante un método dinámico a la estructura debido a que una de las condiciones lo demanda.

4.6.2 ESPECTRO DE DISEÑO

Para este análisis, se definen los espectros de respuesta que representan la excitación sísmica de diseño con el uso de acelerogramas. Los espectros de diseño para acciones

horizontales para Estado Límite Último (ELU) se establecen para cada zona sísmica en función de la clasificación del sitio, en donde la ordenada “ S_a ” del espectro elástico de aceleración para acciones horizontales de diseño para una razón de amortiguamiento del 5% se definen por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} S_a &= C_a (1 + 1,5 \cdot T/T_1) && \text{para } T \leq T_1 \\ S_a &= 2,5 C_a && \text{para } T_1 < T \leq T_2 \\ S_a &= C_v/T && \text{para } T_2 < T \leq T_3 \\ S_a &= C_v \cdot T_3/T^2 && \text{para } T > T_3 \end{aligned}$$

Siendo

S_a : ordenada espectral para ELU (pseudoaceleración)

C_a, C_v : parámetros característicos del espectro de diseño

T : período de vibración genérico (período fundamental de la construcción)

T_1, T_2, T_3 : períodos característicos del espectro de diseño

4.6.3 MÉTODO DINÁMICO

Las cargas sísmicas se determinan según el método de análisis dinámico. El software Cypecad utiliza el “análisis modal espectral”, creando la matriz de masas y la matriz de rigidez de la estructura. La matriz de masas se crea a partir de las hipótesis de peso propio, cargas permanentes y sobrecargas multiplicadas por el coeficiente de cuasi-permanencia. Para el análisis se utilizaron los reglamentos CIRSOC 103 – 2013 Partes I y II.

Para el análisis se tuvieron en cuenta ciertos parámetros que, a su vez, eran solicitados por el software de cálculo. A continuación, se definen cada uno de los mismos, según el reglamento CIRSOC 103 – 2013 para conocer su comportamiento.

➤ Factores de simultaneidad f_1 y f_2

Las acciones gravitatorias a considerar para la determinación de las acciones sísmicas horizontales se componen de las cargas permanentes y de una fracción de las acciones variables o de servicio. La acción gravitatoria asociada a la acción sísmica actuante en un punto i cualquiera de determina mediante:

$$W_i = D_i + \sum f_1 L_1 + f_2 S_1$$

Los factores de simultaneidad f_1 y f_2 se especifican en la Figura 4.5 del Reglamento CIRSOC 103 – 2013 Parte I que se muestra a continuación.

Carga de ocupación o de uso (L)	f_1
La sobrecarga de servicio sólo actúa excepcionalmente, por ejemplo en techos o azoteas accesibles sólo con fines de mantenimiento.	0
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es reducida, por ejemplo locales donde no es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios para vivienda, hoteles, oficinas, etc.	0,25
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es intermedia, por ejemplo locales en los que es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios públicos, grandes tiendas, templos, cines, teatros, escuelas, hoteles, etc.	0,50
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga total es elevada, por ejemplo: depósitos, edificios para archivos, etc.	0,75
Normalmente está presente la totalidad de la sobrecarga de servicio, por ejemplo: tanques, silos, depósitos destinados a estar llenos la mayor parte del tiempo, etc.	1,00
Verificación local de partes de la construcción, salvo que la sobrecarga sea equilibrante	1,00
Cocheras	(*)
Otros casos	0,20
Acción de la nieve (S) sólo en las zonas que especifica CIRSOC 104.	f_2
Cubiertas horizontales o que no permitan la evacuación de la nieve	0,70
Otros casos	0,20

Figura 4.5: Factor de simultaneidad para sobrecargas de uso y accidentales

Si la construcción analizada no está incluida en dicha tabla el proyectista deberá proponerlo considerando la probabilidad de simultaneidad con el terremoto de diseño.

- Factor de riesgo (Clasificación de las construcciones según su destino y funciones)

A los fines del diseño sismorresistente, las construcciones se agrupan de acuerdo con sus funciones y con la trascendencia que puedan tener eventuales daños o colapsos de las mismas en caso de ocurrencia de sismos. Para ello se define un factor de riesgo para valorar las acciones sísmicas.

- Factor de reducción (R)

El Reglamento considera un factor R (en la mayor parte del espectro es igual a la ductilidad), con lo cual se reduce el espectro de diseño. Al ocurrir esto, se diseña con esfuerzos menores que los que el sismo va a generar y se admite daño.

- Factor de amplificación de deformaciones (Cd)

Se lo define como la relación entre las deformaciones últimas y las deformaciones elásticas correspondientes a la acción sísmica reducida. Este factor se aplicará a cada una de las direcciones de estudio de la estructura según los tipos estructurales

que correspondan. En todos los casos el factor elegido deberá ser congruente con el factor de reducción R adoptado.

➤ Factor de sobrerresistencia (Ω_0)

Es la relación entre la resistencia de diseño de los componentes estructurales y la resistencia última efectiva.

En esta sección también es importante definir a las diferentes estructuras para así entender la selección con la cual se modeló el edificio.

- 1) Estructuras con *ductilidad completa*: son las que se diseñan y detallan según el Diseño por Capacidad para resistir el mínimo nivel de acción sísmica permitido según reglamento.
- 2) Estructuras con *ductilidad limitada*: son las que presentan una menor demanda capacidad de deformación inelástica en comparación con las anteriores. También deberán diseñarse según el Diseño por Capacidad pero teniendo en cuenta acciones sísmicas de diseño mayores que las correspondientes a las estructuras con ductilidad completa.
- 3) Estructuras *elásticas*: son las que presentan una respuesta frente a la acción sísmica que se supone permanecerá esencialmente elástica. En las mismas deberá identificarse el mecanismo de colapso para así en función del mismo definir si la estructura se diseña y detalla según el Reglamento CIRSOC 201 – 2005 o según el Diseño por capacidad establecido por los Reglamentos de la sección 103.

En el presente trabajo se modeló al edificio como una Estructura con ductilidad limitada la cual permite trabajar con menores esfuerzos admitiendo mayores deformaciones siendo necesario cumplir con criterios de armado según el reglamento antes mencionado.

Para conocer los factores de reducción (R), amplificación de deformaciones (Cd) y sobrerresistencia correspondientes al tipo de estructura que el proyectista seleccione para diseñar se debe hacer uso de la Figura 4.6 presente en el Reglamento CIRSOC 103 – 2013 Parte I.

Mater.	Nº	Tipo Estructural	R	C _d	Ω _o
Estructuras de hormigón armado	1	Tabiques aislados y acoplados (a)	$R = (3A+5)/z$ $5/z \leq R \leq 7$	R	2,5
	2	Pórticos con ductilidad completa (b), (c)	7	5,5	3
	3	Sistema dual Pórtico-Tabique	6	5	2,5
	4	Estructuras con diagonales concéntricas (d)	4	4	2,5
	5	Estructuras rigidizadas con diagonales excéntricas	6	4	2,5
	6	Columnas en voladizo	2,5	2,5	1,5
	7	Estructura con ductilidad limitada (b)	3,5	3,5	2,5

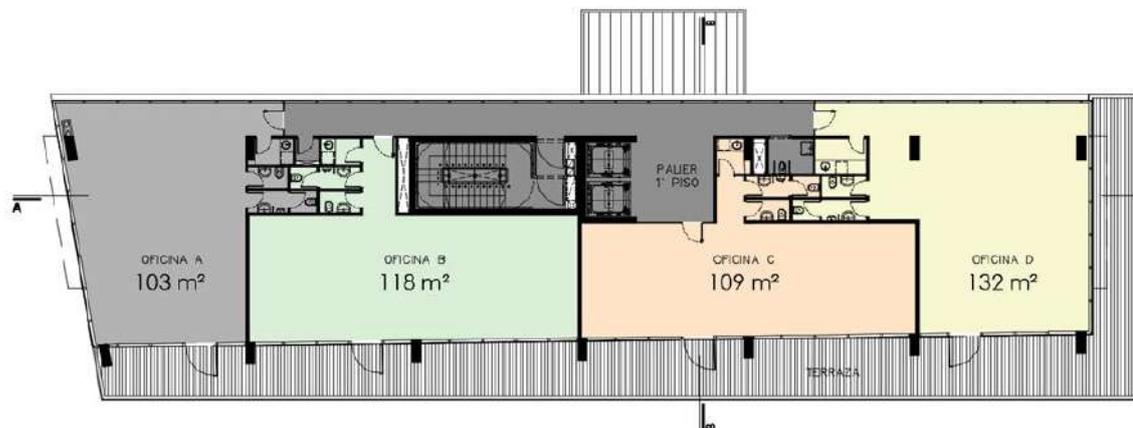
Figura 4.6: Factores de comportamiento

4.7 APLICACIÓN DE CARGAS

4.7.1 ANÁLISIS DE CARGA POR PLANTA

A continuación, se presentan las cargas que se consideraron en cada planta de arquitectura teniendo en cuenta los usos de cada una de las mismas.

PRIMER PISO



CARGAS PERMANENTES	
ELEMENTO	UNIDADES
Elementos estructurales H°A° (f'c=30MPa y fy=420 MPa) (calculado automáticamente por el software)	25 KN/m ³
Vidrio armado/templado (espesor de 6mm)	0,12 KN/m
Ladrillo hueco cerámico no portante, % de huecos mayor que 60	10,5 KN/m ³
Cielorraso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio	0,20 KN/m ²
Contrapiso de cemento, arena y cascote (se consideró espesor de 10cm)	18 KN/m ³

Piso porcelanato	0,20 KN/m ²
SOBRECARGAS MÍNIMAS	
DESTINO	UNIDADES
Oficina	2,5 KN/m ²
Baños para oficina	3 KN/m ²
Pasillos para oficinas en pisos superiores	4 KN/m ²
Escaleras en oficinas	5 KN/m ²
Balcones en edificios de oficinas	5 KN/m ²
Cocina en oficinas	4 KN/m ²

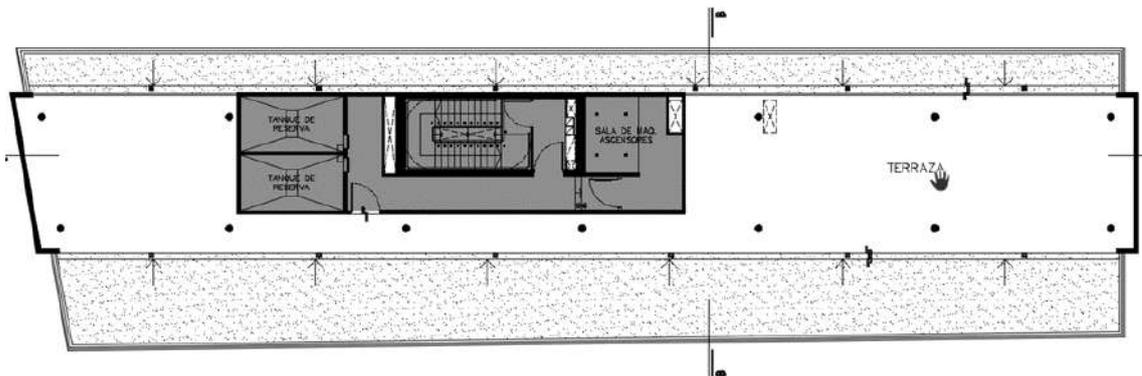
SEGUNDO PISO Y PLANTA TIPO DEL TERCER AL OCTAVO PISO



CARGAS PERMANENTES	
ELEMENTO	UNIDADES
Elementos estructurales H°A° (f'c=30MPa y fy=420 MPa) (calculado automáticamente por el software)	25 KN/m ³
Vidrio armado/templado (espesor de 6mm)	0,12 KN/m
Ladrillo hueco cerámico no portante, % de huecos mayor que 60	10,5 KN/m ³

Cielorraso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio	0,20 KN/m ²
Contrapiso de cemento, arena y cascote (se consideró espesor de 10cm)	18 KN/m ³
Piso porcelanato	0,20 KN/m ²
SOBRECARGAS MÍNIMAS	
DESTINO	UNIDADES
Oficina	2,5 KN/m ²
Baños para oficina	3 KN/m ²
Pasillos para oficinas en pisos superiores	4 KN/m ²
Escaleras en oficinas	5 KN/m ²
Cocina en oficinas	4 KN/m ²

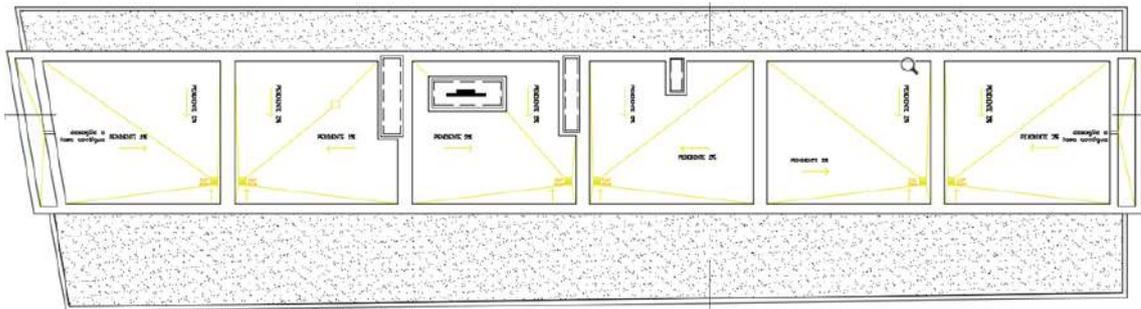
PLANTA TÉCNICA



CARGAS PERMANENTES	
ELEMENTO	UNIDADES
Elementos estructurales H°A° (f°c=30MPa y fy=420 MPa) (calculado automáticamente por el software)	25 KN/m ³
Vidrio armado/templado (espesor de 6mm)	0,12 KN/m
Ladrillo hueco cerámico no portante, % de huecos mayor que 60	10,5 KN/m ³
Cielorraso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio	0,20 KN/m ²

Contrapiso de cemento, arena y cascote (se consideró espesor de 10cm)	18 KN/m ³
Piso porcelanato	0,20 KN/m ²
Tanques de reserva	2,7 KN/m ²
SOBRECARGAS MÍNIMAS	
DESTINO	UNIDADES
Pasillos para oficinas en pisos superiores	4 KN/m ²
Escaleras en oficinas	5 KN/m ²
Ascensores con equipo propulsor emplazado sobre la losa (Área de 7,52 m ²)	25 KN/m ²
Terraza donde pueden congregarse personas	5 KN/m ²

PLANTA DE TECHOS



CARGAS PERMANENTES	
ELEMENTO	UNIDADES
Elementos estructurales H°A° (f ^c =30MPa y f _y =420 MPa) (calculado automáticamente por el software)	25 KN/m ³
SOBRECARGAS MÍNIMAS	
DESTINO	UNIDADES
Cubierta inaccesible	0,74 KN/m ²
Nieve	0,62 KN/m ²

Para el análisis de la sobrecarga de nieve se hizo uso de las tablas (Ver Anexo II) del reglamento CIRSOC 104 – 2005 y se obtuvieron los siguientes valores:

- Factor de exposición (C_e): se hizo uso de la Tabla 2 en donde sabiendo que la categoría del terreno es C y que se está hablando de una cubierta totalmente expuesta, el factor resulta 0,9.
- Factor térmico (C_t): se utiliza la Tabla 3 y se obtiene un valor de 1.
- Factor de importancia (I): se hace uso de la Tabla 4 y teniendo en cuenta la categoría de uso de la estructura, el factor adoptado es de 1,1.
- La carga de nieve a nivel del terreno se adopta según la ubicación donde va a estar emplazada la estructura. Para la ciudad de Neuquén ese valor es de 0,9 KN/m².

Entonces la carga de nieve para cubiertas planas se obtiene como sigue:

$$p_f = 0,7 C_e C_t I p_g = 0,7 \times 0,9 \times 1 \times 1,1 \times 0,9 \frac{KN}{m^2}$$

$$p_f \cong 62 \text{ kg/m}^2$$

4.7.2 ANÁLISIS DE CARGA DE VIENTO Y SISMO

SOBRECARGA DE VIENTO

El análisis de las cargas de viento se realizó mediante el método analítico según CIRSOC 102 – 2005 teniendo en cuenta que la acción del mismo es considerada como cargas horizontales en cada planta, en dos direcciones ortogonales y en ambos sentidos, aplicadas en cada nivel según su ancho de banda como se enlistan a continuación:

NOMBRE	ANCHO Y (m)	ANCHO X (m)
Planta de techos	6,90	48,03
Planta técnica	13,08	48,03
Piso 3 a piso 8	12,97	48,00
Piso 2	11,25	47,00
Piso 1	13,92	49,12

Para el cálculo de sobrecarga de viento se enlistan a continuación los parámetros utilizados según las tablas (ver Anexo II) del Reglamento CIRSOC 102 – 2005:

- Categoría de uso (Tabla A-1): III (Edificios y otras estructuras que representan un peligro sustancial para la vida humana en caso de falla).
- Velocidad básica del viento (Figura 1 A): 48 m/s (Neuquén).
- Tipo de estructura: Tipo C (Estructura de contraviento constituida por pórticos de hormigón armado).
- Categoría de exposición (Artículo 5.6.1.3.): Tipo C (Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas de alturas generalmente menores a 10m).
- Orografía del terreno: Llano.

ACCIÓN SÍSMICA

Teniendo en cuenta las definiciones de los parámetros de cálculo solicitados para el análisis se mencionan a continuación los valores seleccionados de los mismos.

Para el caso de los *factores de simultaneidad*, de acuerdo a la siguiente tabla se limitaron como sigue:

Tabla 3.3 Factor de simultaneidad para sobrecargas de uso y accidentales

Carga de ocupación o de uso (L)	f_1
La sobrecarga de servicio sólo actúa excepcionalmente, por ejemplo en techos o azoteas accesibles sólo con fines de mantenimiento.	0
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es reducida, por ejemplo locales donde no es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios para vivienda, hoteles, oficinas, etc.	0,25
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es intermedia, por ejemplo locales en los que es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios públicos, grandes tiendas, templos, cines, teatros, escuelas, hoteles, etc.	0,50
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga total es elevada, por ejemplo: depósitos, edificios para archivos, etc.	0,75
Normalmente está presente la totalidad de la sobrecarga de servicio, por ejemplo: tanques, silos, depósitos destinados a estar llenos la mayor parte del tiempo, etc.	1,00
Verificación local de partes de la construcción, salvo que la sobrecarga sea equilibrante	1,00
Cocheras	(*)
Otros casos	0,20
Acción de la nieve (S) sólo en las zonas que especifica CIRSOC 104.	f_2
Cubiertas horizontales o que no permitan la evacuación de la nieve	0,70
Otros casos	0,20

Para la selección del valor adoptado como *Factor de riesgo* se consideró que se trata de una construcción o instalación cuyo colapso tiene gran repercusión debido a la ocupación

o el uso; que es de gran importancia pública; es de uso público de más de 300 m² y que permite la presencia de más de 100 personas. Debido a esto, el valor adoptado es de 1,3. Existe además un factor de multiplicador de espectro que en este caso se lo consideró como 1 ya que no se considera necesario amplificar el espectro considerado según norma.

Para definir los valores adoptados para los factores de reducción (R), de amplificación de deformaciones (Cd) y de sobrerresistencia (Ω_0) se consideró a la estructura en una primera instancia con ductilidad limitada, por lo tanto, recurriendo a la Tabla 5.1 presente en el Reglamento CIRSOC 103 – 2013 Parte I.

Tabla 5.1. Factores de comportamiento

Mater.	Nº	Tipo Estructural	R	C _d	Ω_0
Estructuras de hormigón armado	1	Tabiques aislados y acoplados (a)	$R=(3A+5)/z$ $5/z \leq R \leq 7$	R	2,5
	2	Pórticos con ductilidad completa (b), (c)	7	5,5	3
	3	Sistema dual Pórtico-Tabique	6	5	2,5
	4	Estructuras con diagonales concéntricas (d)	4	4	2,5
	5	Estructuras rigidizadas con diagonales excéntricas	6	4	2,5
	6	Columnas en voladizo	2,5	2,5	1,5
	7	Estructura con ductilidad limitada (b)	3,5	3,5	2,5

En conclusión, se adoptaron los valores $R = 3,5$; $C_d = 3,5$ y $\Omega_0 = 2,5$.

Al modelar una estructura con ductilidad limitada se permite trabajar con menores esfuerzos admitiendo mayores deformaciones siendo necesario cumplir con criterios de armado según el reglamento antes mencionado.

Además de definir todos los parámetros mencionados, se necesita conocer qué zona sísmica es la correspondiente para el sitio. Como el edificio se encuentra emplazado en la Ciudad de Neuquén, según la Figura 2.1 del Reglamento CIRSOC 103 – 2013 Parte I (Ver Anexo II) se define al sector como zona sísmica 1 la cual implica una peligrosidad sísmica reducida y una aceleración máxima del suelo de 0,10g.

5 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

5.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo tiene como objetivo realizar las verificaciones de los elementos de la estructura mencionados en el capítulo 3 para así conocer el comportamiento de la estructura en su conjunto. Se realizaron dos modelos estructurales, con la utilización del software de cálculo, donde se diferencian únicamente en el factor de reducción del espectro de diseño (R) que se utilizó. En uno se considera a la estructura con comportamiento elástico ($R = 1,5$) y en el otro con Ductilidad Limitada ($R = 3,5$).

Por otro lado, a fin de corroborar la veracidad del funcionamiento y verificaciones del programa de cálculo, se realiza una verificación manual con los conocimientos adquiridos en las materias de estructuras, tales como Estabilidad I, II y III y Hormigón I.

Para finalizar se obtienen los centros de rigidez y masa de cada planta y se realiza el control de deformaciones.

5.2 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE SOFTWARE DE CÁLCULO

5.2.1 ESFUERZOS DE COLUMNAS Y VIGAS

Se modeló el edificio como una estructura con ductilidad limitada en un principio y otra con comportamiento elástico para realizar la comparativa entre las mismas.

Al realizar el cálculo con ductilidad limitada se tuvieron en cuenta los criterios de armado (ver Anexo III) y momentos y esfuerzos de corte de diseño s/ CIRSOC 103 parte II, mientras que para un comportamiento elástico rige lo establecido en el Reglamento CIRSOC 201.

5.2.1.1 MOMENTOS Y ESFUERZOS DE CORTE DE DISEÑO S/ CIRSOC 103 – PARTE II

A continuación, se muestran los momentos y esfuerzos de corte de diseño calculados en las columnas y vigas para luego, a partir de esto, se puedan calcular las armaduras de los elementos estructurales mencionadas y poder realizar la comparación entre los dos modelos con distintos factores de reducción del espectro.

COLUMNAS

La resistencia de las secciones transversales de columnas deberá basarse en lo establecido en el artículo 10.2. del Reglamento CIRSOC 201-2005 cuando se considera que toda la

sección transversal contribuye a la resistencia del elemento o, en las relaciones tensión-deformación para el acero y el hormigón confinado, cuando sólo se considera que el núcleo de la sección transversal contribuye a la resistencia del elemento.

Los esfuerzos axiales de diseño se determinarán con la expresión (2.3-12) con $R_v = 1,00$ (Artículo 7.3.3.1.4).

$$P_E^0 = R_V \sum V_{Eb}^0 \quad (\text{según 2.3-12})$$

La expresión $\sum V_{Eb}^0$ es la suma de los esfuerzos de corte inducidos en las vigas por encima del nivel considerado, cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia en las caras de la columna.

- Los momentos de diseño en las secciones extremas de columnas donde no se espera el desarrollo de rótulas plásticas (Artículo 7.3.3):

- a) Columnas sin acción de voladizo

$$M_u = 1.3 \phi_b^0 M_E - 0.3 h_b V_u$$

- b) Columnas con acción de voladizo

$$M_u = 1.3 \phi_c^0 M_E - 0.3 h_b V_u$$

Donde:

V_u : Esfuerzo de corte de diseño.

M_E : Momento en columnas producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal.

h_b : Altura de la viga.

ϕ_b^0 : Factor de sobrerresistencia flexional de vigas.

ϕ_c^0 : Factor de sobrerresistencia flexional de columnas.

- Factor de sobrerresistencia flexional de vigas (Artículo 2.3.3)

$$\phi_b^0 = \frac{\sum M_b^0}{\sum M_E^0} = \frac{\sum \lambda_0 M_n^b}{\sum M_E^b}$$

Donde:

M_E : Momento en vigas producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal.

M_b : Capacidad resistente flexional de una viga.

M_n : Momento nominal de la sección.

- Factor de sobrerresistencia flexional de columnas correspondiente a la sección inferior de la columna del primer piso (Artículo 2.3.4.4)

$$\phi_c^0 = \frac{M_c^0}{M_E^0} = \frac{\lambda_0 M_n^c}{M_E^c}$$

Donde:

M_E^c : Momento en columnas producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal, correspondiente a la sección inferior del primer piso.

M_c^0 : Capacidad resistente flexional de una columna, correspondiente a la sección inferior del primer piso.

M_n^c : Momento nominal de la sección inferior de la columna del primer piso.

➤ Esfuerzo de corte de diseño (Artículo 7.3.3.1.5)

$$V_u = 1.3 \phi_b^0 V_E^c$$

Donde:

V_E^c : Cortante en columnas producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal.

ϕ_b^0 : Factor de sobrerresistencia flexional de vigas.

En la siguiente tabla se muestran los momentos, esfuerzos y sobrerresistencias mencionadas anteriormente. Lo que se destaca en color naranja es la sobrerresistencia flexional de vigas, sobre la cual se va a discutir posteriormente en las conclusiones de este apartado.

	SX				SY			
	S+		S-		S+		S-	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
ϕ_b^0	11,41	0,00	11,04	0,00	0,00	-	0,00	-
ϕ_c^0	-	-	-	-	-	5,59	-	5,59
h_b (mm)	600		600		600		600	
M_E^c (kN·m)	54,87	18,49	54,87	18,49	14,48	16,42	14,48	16,42
V_u (kN)	282,30	0,00	273,16	0,00	0,00	19,55	0,00	7,43
M_u (kN·m)	762,74	0,00	738,02	0,00	0,00	115,81	0,00	117,99
M_n^c (kN·m)	435,81	0,00	445,08	0,00	0,00	199,16	0,00	200,68
P_E^0 (kN)	-204,70		176,71		901,77		946,05	
P_u (kN)	1797,70		1825,69		4210,36		4254,64	
P_n (kN)	1027,16		1101,03		7240,75		7236,21	
ϕ	1		1		1		1	
η^*	1,75		1,66		0,58		0,59	

(*):

$$\eta = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

VIGAS

➤ Artículo 7.3.2.6.1

Para la determinación de los esfuerzos de corte de diseño en vigas, se seguirán los criterios del diseño por capacidad. Deberán considerarse las solicitaciones correspondientes al desarrollo de la sobrerresistencia flexional, junto con las cargas gravitatorias mayoradas.

➤ Artículo 7.3.2.6.2

La máxima demanda de corte no necesita ser mayor que la correspondiente a la respuesta elástica.

➤ Artículo 7.3.2.6.3

En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en el artículo 2.2.5, cuando la demanda de ductilidad μ no sea mayor que 3, la contribución del hormigón a la resistencia al corte deberá ser tal que:

$$v_c = 0.50 v_b \geq 0$$

Donde:

v_c : Tensión nominal de corte provista por el hormigón

v_b : Tensión de corte básica

5.2.1.2 COMPARACIÓN DE MODELOS DE CÁLCULO

En las siguientes tablas se observan los esfuerzos obtenidos para una columna de 40 cm x 100 cm y una viga de 45 cm x 60 cm que concurren al mismo nudo con factores de reducción de 3,5 y 1,5 respectivamente. En color gris se encuentran los esfuerzos correspondientes a combinaciones sísmicas y se presentan los momentos en los extremos y en la zona central de los elementos estructurales.

Esfuerzos en columna					
R = 1,5			R = 3,5		
Esfuerzos		Combinación	Esfuerzos		Combinación
Vux	0,15 t	1,2D + 0,5L + 1,6W	Vux	0,15 t	1,2D + 0,5L + 1,6W
Vuy	8,10 t		Vuy	8,10 t	
Vux	0,67 t	1,2D + 0,5L + Ey	Vux	0,32 t	0,9D + Ey
Vuy	9,08 t		Vuy	4,99 t	
Pu	427,90 t	1,2D + 1,6L + 0,5S	Pu	427,90 t	1,2D + 1,6L + 0,5S
Mux	28,56 tm		Mux	28,56 tm	
Muy	0,10 tm		Muy	0,10 tm	
Pu	341,37 t	1,2D + 0,5L + 0,7S + Ey	Pu	349,67 t	1,2D + 0,5L + 0,7S + Ey
Mux	-41,19 tm		Mux	24,39 tm	
Muy	1,19 tm		Muy	0,71 tm	

Esfuerzos en viga					
R = 1,5			R = 3,5		
Esfuerzos		Combinación	Esfuerzos		Combinación
Vuy	21,19 t	1,2D + 0,5L + 1,6W + 0,5S	Vuy	20,45 t	1,2D + 0,5L + 1,6W + 0,5S
Vuy	20,72 t	1,2D + 0,5L + 0,7S + Ey	Vuy	12,14 t	1,2D + 0,5L + 0,7S + Ey
Pu	0,00 t	1,2D + 0,5L + 1,6W + 0,5S	Pu	0,00 t	1,2D + 0,5L + 1,6W + 0,5S
Pu	0,00 t	1,2D + 0,5L + 0,7S + Ey	Pu	0,00 t	1,2D + 0,5L + 0,7S + Ey
Mux ext.	-24,26 tm	1,2D + 0,5L + 1,6W + 0,5S	Mux ext.	-23,33 tm	1,2D + 0,5L + 1,6W + 0,5S
Mux m.	14,98 tm		Mux m.	14,98 t	
Muy ext.	0,00 tm		Muy ext.	0,00 tm	
Muy m.	0,00 tm		Muy m.	0,00 tm	
Mux ext.	-46,08 tm	1,2D + 0,5L + 0,7S + Ey	Mux ext.	-15,19 tm	1,2D + 0,5L + 0,7S + Ey
Mux m.	14,98 tm		Mux m.	14,97 tm	
Muy ext.	0,00 tm		Muy ext.	0,00 tm	
Muy m.	0,00 tm		Muy m.	0,00tm	

De lo anterior se puede deducir que, aunque la reducción del espectro disminuye los esfuerzos producidos en combinaciones sísmicas, siendo estas no dimensionantes para los elementos estructurales del caso de estudio, los esfuerzos últimos de diseño exigidos por el CIRSOC 103 parte II para asegurarse que la columna no plastifique y las rótulas se produzcan en vigas, nos induce en el cálculo de los factores de sobrerresistencia en vigas, en los cuales se observa que la resistencia de las mismas es mucho mayor a la que demanda el sismo, por lo que resultan muy elevados. Estos factores de sobrerresistencia afectan a los esfuerzos últimos, lo cual exige no sólo más armadura sino secciones más grandes de columna para conservar el modelo de columna fuerte – viga débil.

A continuación, se muestran los resultados de los armados de columnas y vigas modelando la estructura con los distintos factores de reducción (R).

Armado de columna y viga con factor de reducción $R=1,5$

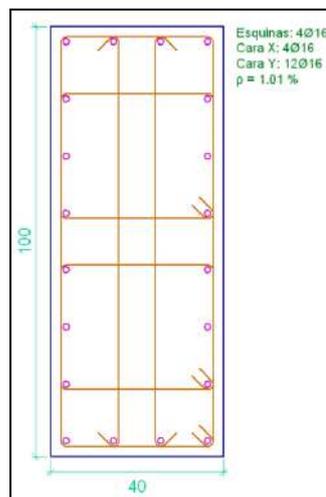


Figura 5.1: Armadura de una columna calculada con $R = 1,5$

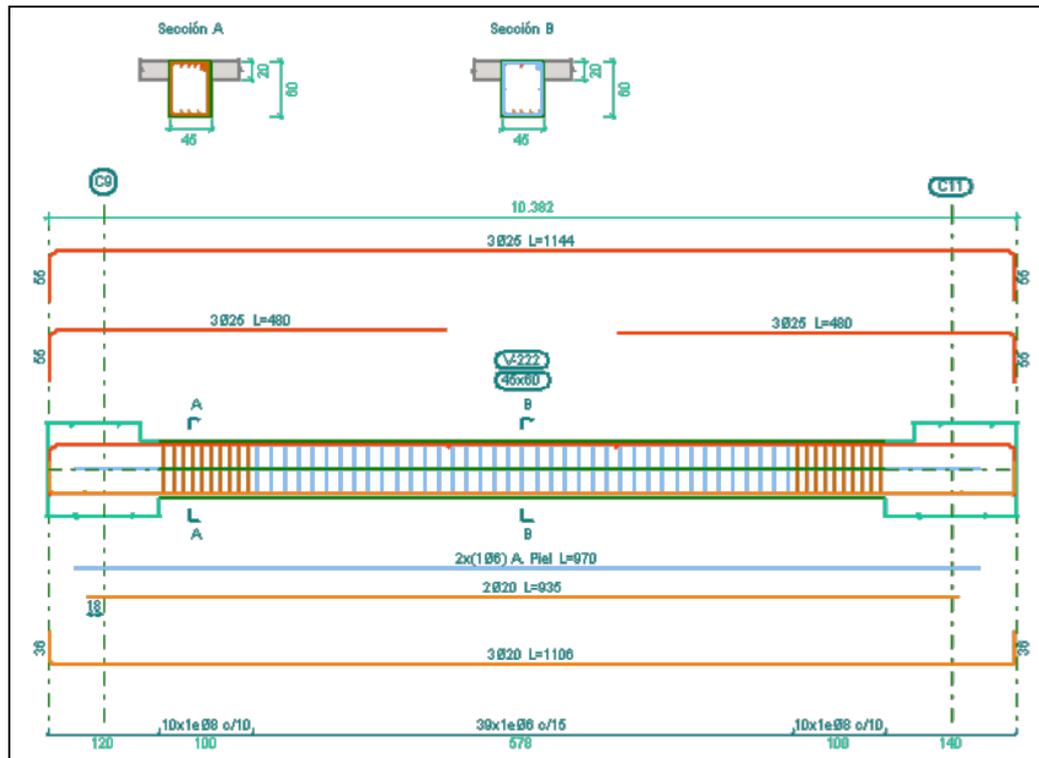


Figura 5.2: Armadura de una viga calculada con $R = 1,5$

Armado de columna y viga con factor de reducción $R=3,5$

Se muestra como quedarían los elementos cumpliendo los criterios de armado, sin tener en cuenta los esfuerzos últimos de diseño, ya que para esto se necesitaría aumentar la armadura y las secciones de los mismos.

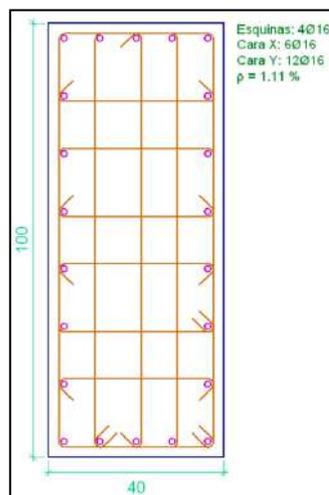


Figura 5.3: Armadura de una columna calculada con $R = 3,5$

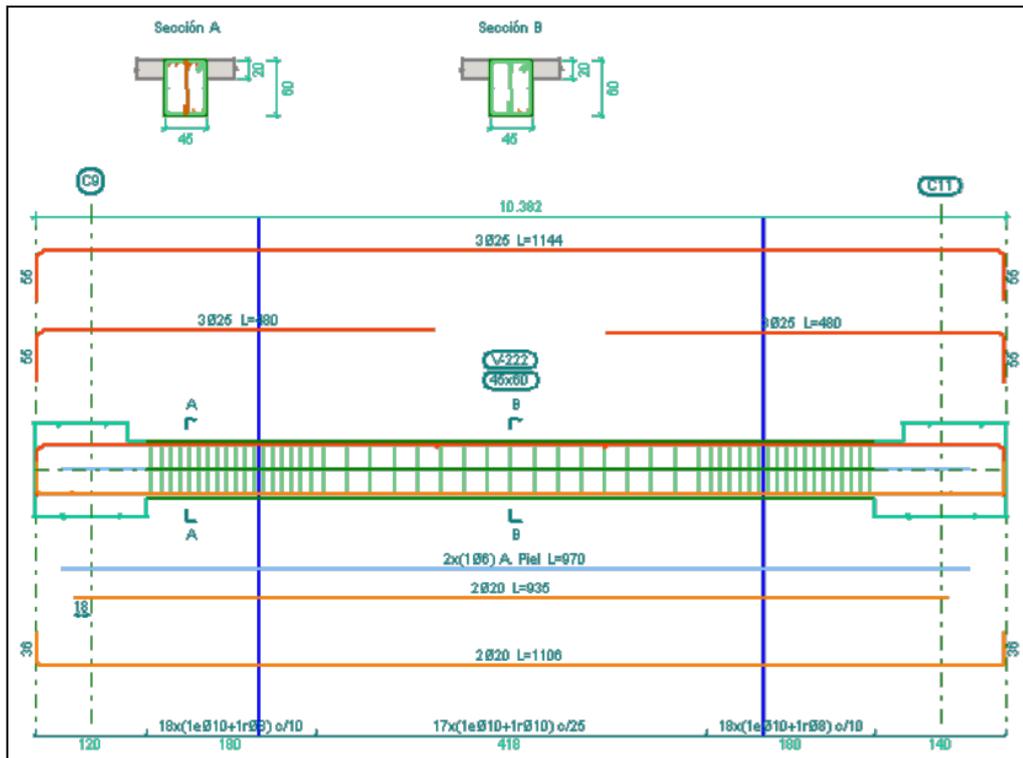


Figura 5.4: Armadura de una viga calculada con $R = 3,5$

Por lo antes expuesto, se decidió asumir un factor de reducción bajo de $R=1,5$. Considerando que estamos en zona 1 se asume que se puede considerar al edificio como construcciones cuyo destino requiere comportamiento elástico. Estas son aquellas cuya respuesta frente a la acción sísmica se supone permanecerá esencialmente elástica. En estas estructuras, diseñadas para que tengan una respuesta elástica, podrán diseñarse y detallarse según el Reglamento CIRSOC 201 o siguiendo los principios del Diseño por Capacidad establecidos en este Reglamento para estructuras con ductilidad completa o limitada según corresponda.

5.2.2 ESFUERZOS EN LOSAS

En esta sección se realiza la verificación estructural de las losas planteadas en dos direcciones. En la imagen (Figura 5.5) se observa la distribución de los casetones y los nervios con las armaduras.

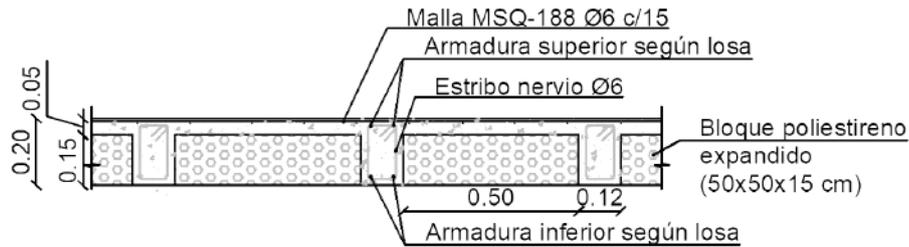
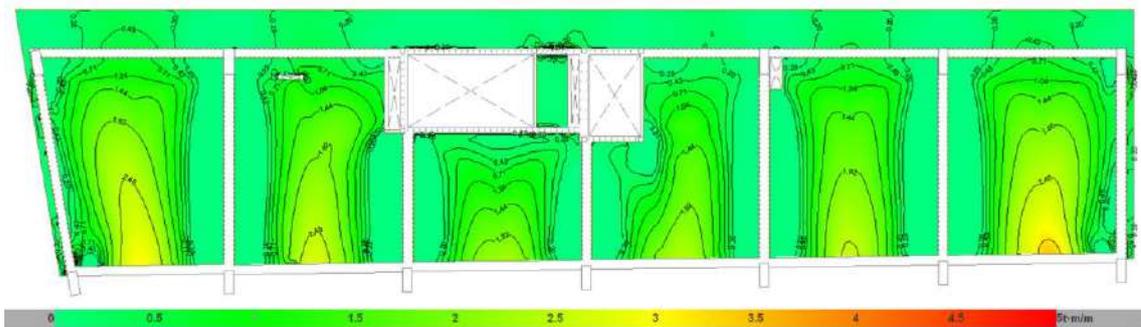


Figura 5.5: Distribución de los casetones y nervios en la losa

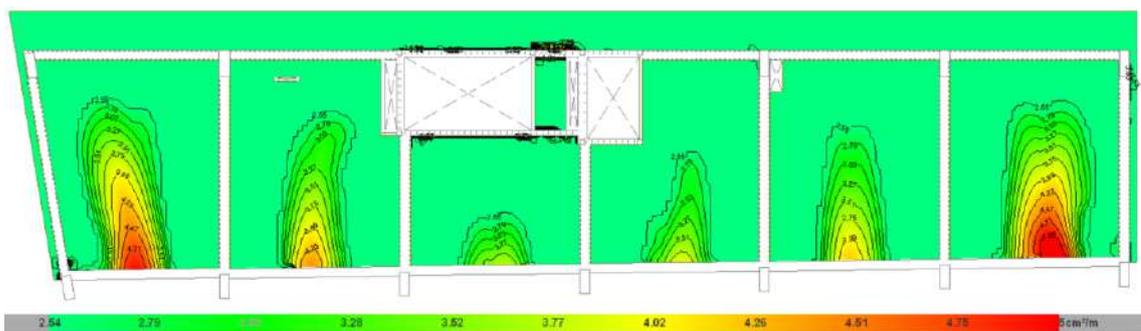
A continuación, se presentan los esfuerzos de dimensionamiento y las cuantías necesarias para las losas del Grupo 2, en dirección X e Y, indicando a su vez las armaduras inferiores y superiores.

➤ Armaduras inferiores en dirección X

Esfuerzos



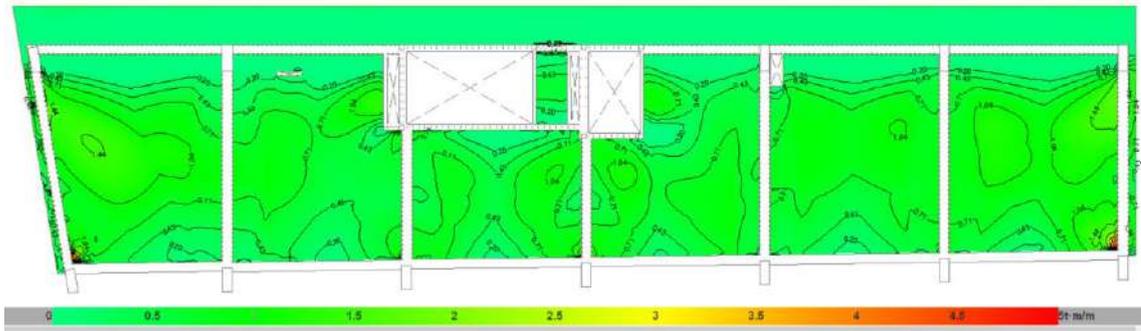
Cuantías



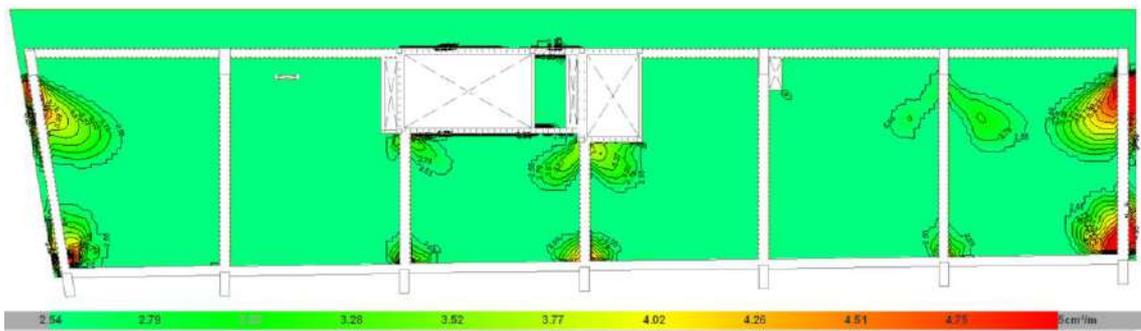
Por lo tanto, la armadura adoptada en los nervios es de 2 barras $\phi 12$. Se observa que los paños de los extremos poseen sectores de mayor demanda de acero, en los cuales se deberán colocar refuerzos. Para los mismos se resolvió adicionar una barra $\phi 8$ por nervio.

➤ Armaduras inferiores en dirección Y

Esfuerzos



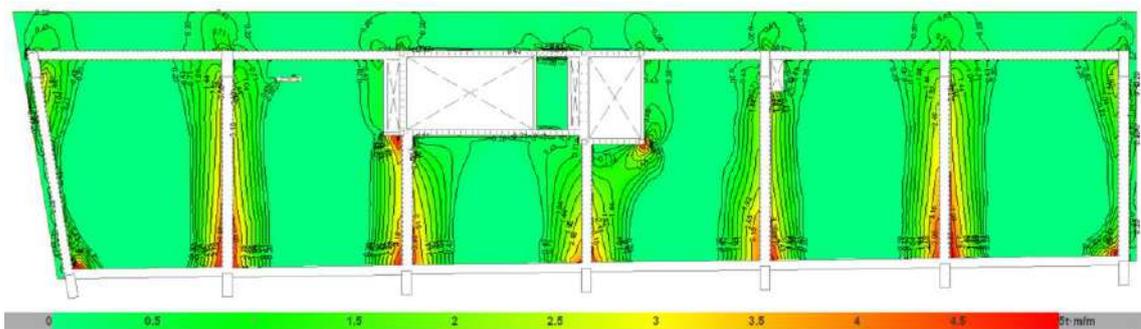
Cuantías



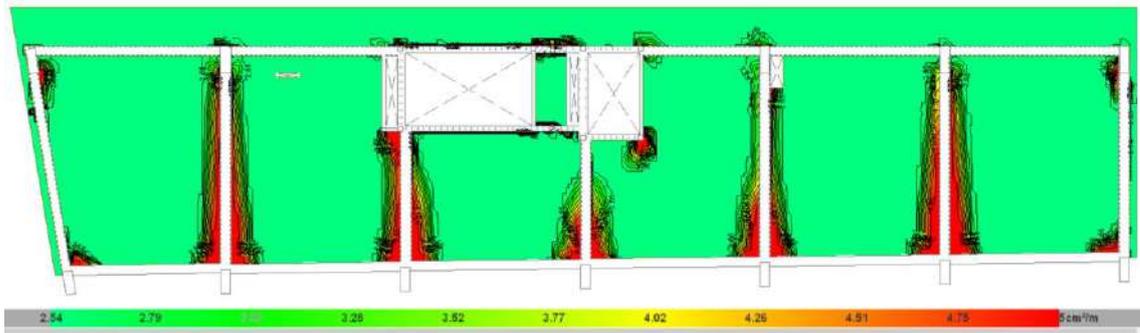
Por lo tanto, la armadura adoptada en los nervios es de 2 barras $\phi 10$. Se observa que ocurre lo mismo que en dirección X, por lo que se resolvió adicionar una barra $\phi 10$ por nervio.

➤ Armaduras superiores en dirección X

Esfuerzos



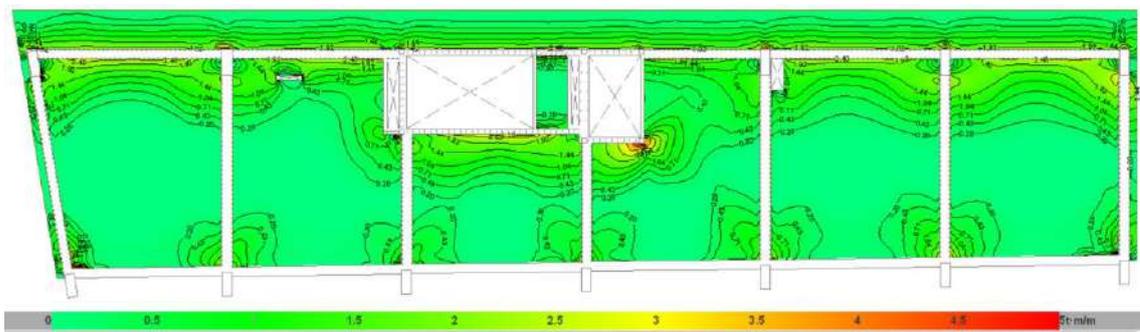
Cuantías



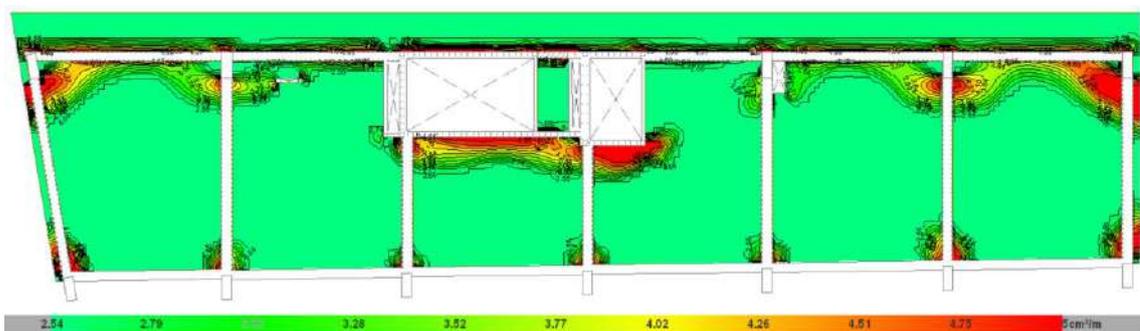
Por lo tanto, la armadura adoptada en los nervios es de 2 barras $\phi 10$ en conjunto con la malla MSQ188. Se observa que en los encuentros de las losas (es decir, las vigas) hay sectores que demandan mayor armadura, por lo tanto, se requieren refuerzos tales como una barra $\phi 8$ más por nervio.

- Armaduras superiores en dirección Y

Esfuerzos



Cuantías



Por lo tanto, la armadura adoptada en los nervios es de 2 barras $\phi 10$ en conjunto con la malla MSQ188.

5.2.3 DISTORSIONES Y DEFLEXIONES

5.2.3.1 CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ

En una estructura regular las demandas inelásticas producidas por movimientos sísmicos tienden a distribuirse bien en toda la estructura, resultando una dispersión de la disipación de energía y del daño. Por ende, al diseñar al edificio evitando irregularidades se pueden obtener menores distorsiones en la estructura.

Para lograr esto se busca la coincidencia entre los centros de masa y de rigidez, y reducir así, los movimientos torsionales en la construcción, los cuales se definen como:

- Centro de Masas (CM): es el baricentro de las cargas gravitatorias, su ubicación dependerá de la distribución de masas (muros, tabiques, máquinas, jardines, depósitos, artefactos, elementos de peso considerable, entre otros).
- Centro de Rigidez (CR): es el punto de un nivel o planta en el que aplicando una fuerza horizontal cualquiera como acción única, solo producirá una traslación del nivel.

A continuación, se presentan las excentricidades en direcciones X de Y entre los puntos mencionados y una representación esquemática de su ubicación en planta (Figura 5.6).

Planta	CM (x,y)	CR (x,y)	e_x (m)	e_y (m)
Planta de techos	(26.05, 13.57)	(23.30, 15.03)	2.74	-1.45
Planta	(24.74, 12.85)	(23.86, 14.84)	0.89	-1.99
Piso 8	(26.06, 12.66)	(24.27, 14.66)	1.79	-2.00
Piso 7	(26.06, 12.66)	(24.24, 14.66)	1.82	-1.99
Piso 6	(26.06, 12.66)	(24.26, 14.66)	1.80	-2.00
Piso 5	(26.06, 12.66)	(24.29, 14.66)	1.78	-2.00
Piso 4	(26.06, 12.66)	(24.27, 14.66)	1.80	-2.00
Piso 3	(26.08, 12.66)	(24.77, 14.64)	1.31	-1.98
Piso 2	(25.97, 13.23)	(25.10, 14.64)	0.87	-1.42
Piso 1	(27.09, 12.07)	(24.93, 14.66)	2.15	-2.59
CABEZAL	(25.23, 13.16)	(24.90, 14.55)	0.33	-1.40

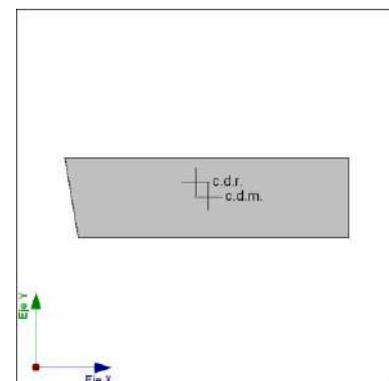


Figura 5.6: Ubicación CM y CR en planta

Donde:

CM: Centro de masas de la planta en coordenadas X-Y

CR: Centro de rigidez de la planta en coordenadas X-Y

e_x y e_y : excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez en dirección X e Y respectivamente

5.2.3.2 DISTORSIONES

En el diseño estructural del edificio no se plantearon juntas sísmicas dado que el mismo presenta una regularidad en planta y no tiene limitaciones por estructuras colindantes. Por lo antes mencionado, en principio, los desplazamientos están limitados a no afectar el comportamiento estructural.

Además, como establece el artículo 8.3.3. del CIRSOC 103 – Parte I, se deben comprobar las posibles influencias desfavorables de la interacción entre elementos no estructurales y los estructurales, durante la deformación de la construcción por las acciones sísmicas.

En este sentido, fue importante controlar los desplazamientos debido a que existen plantas que contienen cerramientos completamente vidriados, que están vinculados de piso a techo, el cual es un material frágil que no admite grandes deformaciones antes de la rotura. El control de la distorsión horizontal de piso se ajusta según lo indicado en el capítulo 7 del reglamento antes mencionado, donde el procedimiento modal espectral establece que las deformaciones (θ_{sk}) se determinan a partir de los desplazamientos últimos de la construcción (d_u), obtenidos como superposición de los desplazamientos últimos de cada modo (d_{um}) según el artículo 7.2.4.

Los desplazamientos últimos en el modo m (d_{um}) se obtendrán de los desplazamientos elásticos de dicho modo (d_{em}), multiplicados por el factor de amplificación de deformaciones C y divididos por el factor de riesgo (γ_r), donde los d_{em} provienen del análisis estructural con los espectros elásticos reducidos por el factor de reducción R .

$$d_{um} = \frac{C_d \cdot d_{em}}{\gamma_r}$$

La distorsión horizontal de piso provocada por la excitación sísmica se define entonces como:

$$\theta_{sk} = \frac{d_{ubk} - d_{ubk-1}}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}}$$

Donde:

d_{ubk} y d_{ubk-1} : desplazamiento horizontal último del nivel “k” y “k-1” respectivamente, medido en el borde más desfavorable de la construcción.

Δ_{sk} : diferencia entre desplazamientos horizontales correspondiente a cabeza y pie del nivel “k”, medidos en el borde más desfavorable de la construcción.

h_{sk} : altura del nivel o piso “k”

La distorsión se evaluará considerando el desplazamiento del borde más desfavorable de la construcción. La distorsión horizontal de piso máxima calculada no excederá los valores límites indicados en la Tabla 6.4. (Figura 5.7) del reglamento mencionado de acuerdo al grupo de construcción a que pertenece la estructura y de las condiciones siguientes:

- Condición D: existen elementos no estructurales que pueden ser dañados por las deformaciones impuestas por la estructura.
- Condición ND: cuando los elementos no estructurales están vinculados a la estructura de forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta.

Condición	Grupo de la construcción	
	A _o o A	B
D	0,01	0,015
ND	0,015	0,025

Figura 5.7: Valores límite de la distorsión horizontal de piso

En este caso, se presenta a continuación la tabla resumen en donde se observan las distorsiones máximas de los pilares:

Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Planta de techos	-	1 / 1217	1 / 696	1 / 259
Planta técnica	-	1 / 1258	1 / 777	1 / 247
Piso 8	-	1 / 1067	1 / 766	1 / 215
Piso 7	-	1 / 952	1 / 749	1 / 197
Piso 6	1 / 8800	1 / 859	1 / 691	1 / 189

Piso 5	1 / 7040	1 / 800	1 / 629	1 / 181
Piso 4	1 / 5029	1 / 726	1 / 559	1 / 172
Piso 3	1 / 5029	1 / 722	1 / 587	1 / 177
Piso 2	1 / 4800	1 / 784	1 / 574	1 / 194
Piso 1	1 / 6663	1 / 1006	1 / 820	1 / 270

Se puede concluir que ningún piso supera el máximo admisible de 0.01 (1/100).

5.2.3.3 DEFLEXIONES

Las flechas máximas admisibles según el Reglamento CIRSOC 201 se establecen mediante la siguiente tabla.

Tipo de elemento	Deformaciones (Flechas) a considerar	Deformación (flecha) límite
<input type="checkbox"/> Cubiertas planas que no soportan ni están unidas a elementos no estructurales que puedan sufrir daños por grandes flechas	Flecha instantánea debida a la sobrecarga L	$\frac{\ell}{180}$ (*)
<input type="checkbox"/> Entrepisos que no soportan ni están unidos a elementos no estructurales que puedan sufrir daños por grandes flechas	Flecha instantánea debida a la sobrecarga L	$\frac{\ell}{360}$
<input type="checkbox"/> Cubiertas o entrepisos que soportan o están unidos a elementos no estructurales que pueden sufrir daños por grandes flechas	Parte de la flecha total que ocurre después de la construcción de los elementos no estructurales, o sea, la suma de las flechas a largo plazo debidas a las cargas de larga duración y las flechas instantáneas que ocasiona cualquier sobrecarga adicional (***)	$\frac{\ell}{480}$ (**)
<input type="checkbox"/> Cubiertas o entrepisos que soportan o están unidos a elementos no estructurales que no pueden sufrir daños por grandes deformaciones (flechas)		$\frac{\ell}{240}$ (****)

(*) Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra la acumulación de agua. Esto último se debe verificar mediante cálculos adecuados de las flechas, incluyendo las debidas al peso del agua estancada y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas de larga duración, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad de las medidas adoptadas para el drenaje.

(**) Este límite se puede exceder siempre que se adopten las medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o unidos.

(***) Las flechas a largo plazo se deben determinar de acuerdo con el artículo 9.5.2.5, ó 9.5.4.3, pero se pueden reducir en la cantidad calculada de flecha que ocurre antes de vincular los elementos no estructurales. Esta cantidad será determinada en base a datos válidos relacionados con las características de la flecha en función del tiempo, para elementos similares a los que se estén considerando.

(****) Este límite no puede ser mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede superar si se proporciona una contraflecha tal, que la flecha total menos la contraflecha no supere dicho límite.

En primer lugar, se realiza la verificación de la flecha máxima de la Viga 222 (Figura 5.8, correspondiente al pórtico 9 del grupo 2, con la combinación de cargas muertas (peso propio y cargas permanentes) y vivas (sobrecarga de uso). En la Figura 5.8 se observa lo correspondiente a la flecha activa máxima de valor 3,45 mm.

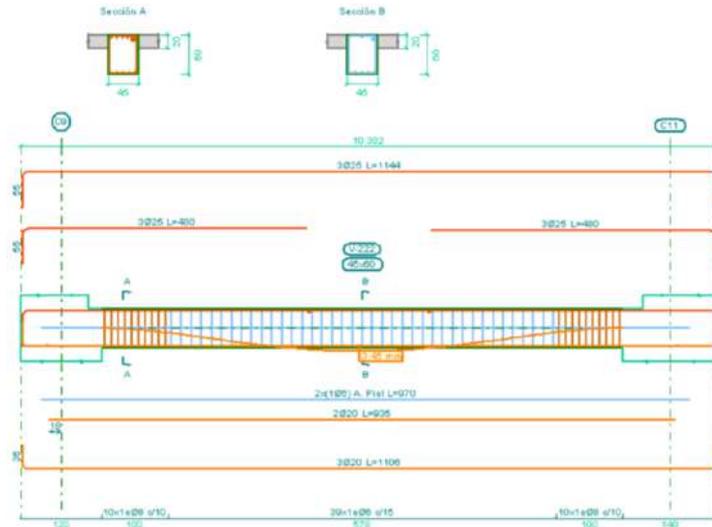


Figura 5.8: Flecha Viga 222

Se calcula entonces la flecha máxima para la viga como:

$$\frac{l}{480} = \frac{7.550 \text{ mm}}{480} = 15,73 \text{ mm} > 3,45 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica}$$

Además, se realiza la verificación de las deflexiones en losas, por lo que se muestra en la Figura 5.9 la planta del grupo 3, en donde se observan los desplazamientos verticales de la misma, obteniéndose un valor máximo de 12,97 mm.

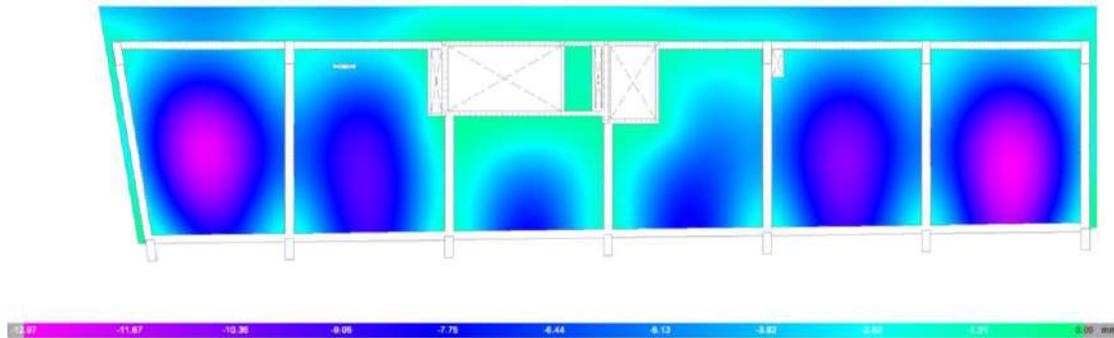


Figura 5.9: Deflexiones en losas

Se calcula entonces la flecha máxima para las losas de la planta, teniendo en cuenta la luz de mayor valor, como:

$$\frac{l}{480} = \frac{9.500 \text{ mm}}{480} = 19,79 \text{ mm} > 12,97 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica}$$

5.3 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL MANUAL

Con el objetivo de comprobar los resultados obtenidos por el software y por el dimensionado original de la estructura se procedió a realizar la verificación manual de algunos elementos estructurales.

5.3.1 VERIFICACIÓN DE UNA VIGA

Se va a analizar la viga 222 que corresponde al pórtico 9 del grupo 2 y se encuentra ubicada como se muestra a continuación en la Figura 5.10 identificada con un rectángulo de color rojo.

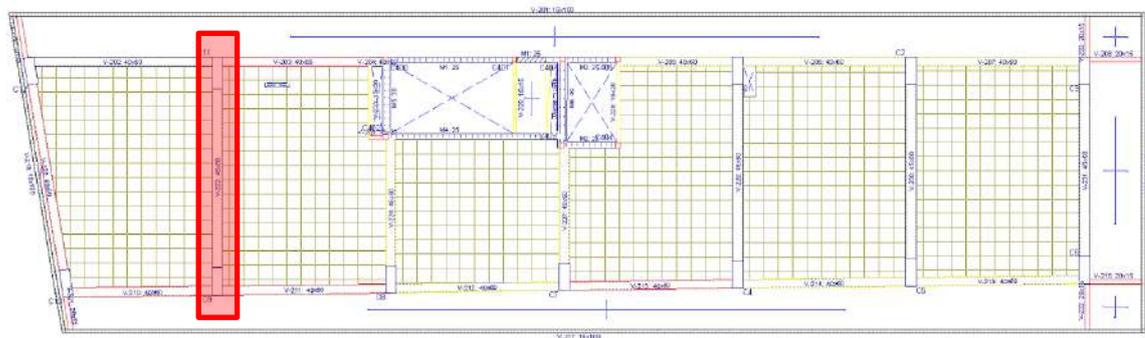


Figura 5.10: Ubicación Viga 222

Para el elemento mencionado se van a realizar las verificaciones a flexión, corte y torsión. Para ello se definen las dimensiones y características del mismo considerando que la viga tiene estribos de $\phi 8$, recubrimiento de 2 cm y armadura longitudinal de barras $\phi 20$. A su vez, se indican los esfuerzos resultantes extraídos por el software de cálculo.

Parámetro	Valor	Unidad
Ancho (b)	45	cm
Altura (h)	60	cm
Recubrimiento (Cc)	2	cm
Diámetro estribos (ϕ_{be})	8	mm
Diámetro barras (ϕ_b)	20	mm
Altura útil calculada	56,2	cm
Altura útil adoptada (d)	55	cm
Momento último a tracción	210	KNm
Momento último a compresión	505	KNm
Corte último	303	KN

5.3.1.1 VERIFICACIÓN A FLEXIÓN

Armadura para momento positivo en el centro

Se calcula el momento nominal como $M_n = M_u / \phi = 210 \text{ KNm} / 0,9 = 233,3 \text{ KNm}$

Se calcula el momento reducido m_n , el valor de k_a y la altura a

$$\underline{m_n} = \frac{M_n}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{233,33 \text{ KNm}}{0,85 \cdot 30 \cdot 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 0,45\text{m} \cdot (0,55\text{m})^2} = 0,067$$

$$\underline{k_a} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n} = 0,0696$$

Con estos datos, se obtiene la altura del bloque rectangular de tensiones y con esto la armadura de acero necesaria

$$a = k_a \cdot d = 0,038 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 30 \text{ MPa} \cdot 45 \text{ cm} \cdot 3,8 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}} = 10,46 \text{ cm}^2$$

A continuación, se comprueban las armaduras mínimas y máximas permitidas

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 450 \text{ mm} \cdot 550 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 8,25 \text{ cm}^2 < A_s$$

Para calcular la armadura máxima se tiene que: $a_{\text{máx}} = \beta_1 \cdot c_{\text{máx}}$

$$\frac{c_{\text{máx}}}{0,003} = \frac{d}{0,003 + 0,005} = 0,065$$

$$c_{\text{máx}} = 0,20625 \text{ m} \Rightarrow a_{\text{máx}} = 0,175 \text{ m} > a = 0,038 \text{ m}$$

$$A_{s,\text{máx}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_{\text{máx}}}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 30 \text{ MPa} \cdot 45\text{cm} \cdot 17,5\text{cm}}{420 \text{ MPa}} = 47,90 \text{ cm}^2 > A_s$$

Por lo tanto, verifican la armadura calculada a tracción y se necesitarían $4\phi 20$ ($12,57 \text{ cm}^2$).

Armadura para momento negativo en los extremos

Se calcula el momento nominal como $M_n = M_u / \phi = 505 \text{ KNm} / 0,9 = 561,11 \text{ KNm}$

Se calcula el momento reducido m_n , el valor de k_a y la altura a

$$\underline{m_n} = \frac{M_n}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{561,11 \text{ KNm}}{0,85 \cdot 30 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,45\text{m} \cdot (0,55\text{m})^2} = 0,162$$

$$\underline{k_a} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n} = 0,177$$

Con estos datos, se obtiene la altura del bloque rectangular de tensiones y con esto la armadura de acero necesaria

$$a = k_a \cdot d = 0,098 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 30 \text{ MPa} \cdot 45 \text{ cm} \cdot 9,8 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}} = 26,65 \text{ cm}^2$$

A continuación, se comprueban las armaduras mínimas y máximas permitidas

$$A_{s,mín} = \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 450 \text{ mm} \cdot 550 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 8,25 \text{ cm}^2 < A_s$$

Por lo tanto, verifican la armadura calculada a compresión y se necesitarían 6 ϕ 25 (29,46 cm²).

Separaciones mínimas y máximas

$$s_{mín} \geq \begin{cases} d_b \\ 25 \text{ mm} \end{cases} \quad s_{máx} \leq \begin{cases} 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c \\ 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \end{cases}$$

Con $f_s = \frac{2}{3} f_y$

$$s_{mín} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm o } 25 \text{ mm según corresponda} \\ 25 \text{ mm} \end{cases} \quad s_{máx} \leq \begin{cases} 330 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Para la armadura longitudinal para momento positivo (4 ϕ 20) se tiene

$$s = \frac{b - 2 C_c - 2 d_{be} - 4 d_b}{3} = 104,7 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifican } s_{mín} \text{ y } s_{máx}$$

Para la armadura longitudinal para momento negativo (6 ϕ 25) se tiene

$$s = \frac{b - 2 C_c - 2 d_{be} - 6 d_b}{5} = 59,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifican } s_{mín} \text{ y } s_{máx}$$

Por lo tanto, verifican las separaciones de las armaduras longitudinales.

En las figuras a continuación se pueden observar las armaduras propuestas (Figura 5.11) en base a las áreas necesarias calculadas por el programa teniendo en cuenta los esfuerzos envolventes (Figura 5.12).

Se analiza lo calculado y comparándolo con las figuras se concluye que lo primero es coherente y coincide con lo observado en las mismas.

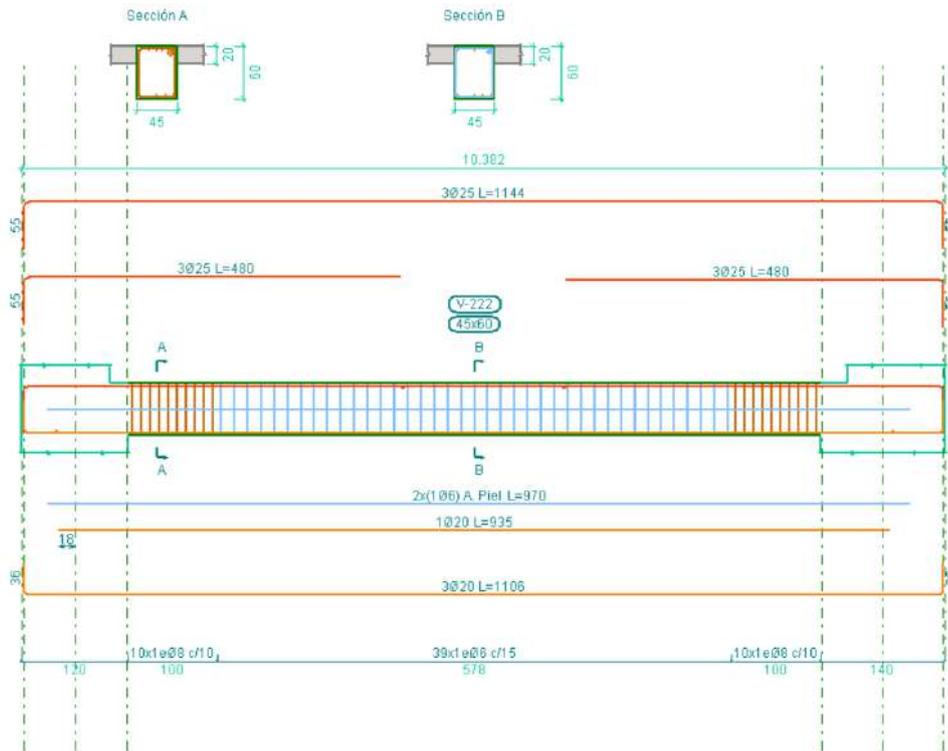


Figura 5.11: Armaduras de la Viga 222



Figura 5.12: Áreas de las armaduras de la Viga 222

5.3.1.2 VERIFICACIÓN A CORTE

Se calcula el corte nominal como $V_n = V_u / \phi = 303 \text{ KN} / 0,75 = 404 \text{ KN}$

La resistencia nominal al corte se define por la suma de la resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón (V_c) y la proporcionada por la armadura de corte (V_s).

$$V_n = V_c + V_s$$

Para poder utilizar la ecuación simplificada, se debe verificar que

$$V_n \leq \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{5}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} \cdot 450 \text{ mm} \cdot 550 \text{ mm} = 1129,68 \text{ KN}$$

$$V_n = 404 \text{ KN} < 1129,68 \text{ KN} \Rightarrow \text{EXPRESIÓN SIMPLIFICADA}$$

La Sección 11.3.1.1. del Reglamento CIRSOC 201 – 2005 establece la siguiente ecuación simplificada para calcular la resistencia al corte proporcionada por el hormigón en elementos no pretensados, sometidos únicamente a corte y flexión:

$$\underline{V_c} = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} \cdot 450 \text{ mm} \cdot 550 \text{ mm} = \underline{225,94 \text{ KN}}$$

El reglamento establece que si V_u es muy chico, entonces no es necesario colocar armadura de corte, por ende, se realizan las siguientes verificaciones para poder concluir qué es lo necesario.

$$\text{si} \begin{cases} V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c \Rightarrow \text{No es necesario colocar armadura} \\ \frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \Rightarrow \text{Armadura de corte mínima} \\ V_u > \phi V_c \Rightarrow \text{Armadura de corte de cálculo} \end{cases}$$

Calculando

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot 225,94 \text{ KN} = 84,73 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 225,94 \text{ KN} = 169,46 \text{ KN}$$

Por lo tanto, como $V_u = 303 \text{ KN}$, se requiere armadura de corte de cálculo.

Luego, se calcula la resistencia contribuyente del acero como

$$\underline{V_s} = V_n - V_c = 404 \text{ KN} - 225,94 \text{ KN} = \underline{178,06 \text{ KN}}$$

Donde, se debe cumplir que,

$$V_s \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 903,74 \text{ KN} \Rightarrow \text{Verifica}$$

Con esto, se calcula lo siguiente

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

$$\Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} \cdot d} = \frac{178,06 \text{ KN}}{420 \text{ MPa} \cdot 550 \text{ mm}} = 0,77 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 7,71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

La Sección 11.5.6.3. del Reglamento CIRSOC 201 – 2005 determina la armadura mínima de corte:

$$\left(\frac{A_{v,\text{mín}}}{s} \right) = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$$

Para este caso se tiene:

$$\left(\frac{A_{v,\text{mín}}}{s} \right) = \frac{1}{16} \sqrt{30 \text{ MPa}} \frac{450 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 0,37 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} < \frac{A_v}{s} \Rightarrow \text{Verifica}$$

En el caso de que:

$$V_s \leq 2.V_c \Rightarrow s_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} \text{ o } 400\text{mm}$$

$$2.V_c \leq V_s \leq 4.V_c \Rightarrow s_{m\acute{a}x} = \frac{d}{4} \text{ o } 200\text{mm}$$

Calculando

$$2.V_c = 451,87 \text{ KN} > V_s \Rightarrow s_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} \text{ o } 400\text{mm} \Rightarrow s_{m\acute{a}x} = 275 \text{ mm}$$

5.3.1.3 VERIFICACIÓN A TORSIÓN

Se calcula la resistencia nominal a torsión como

$$\underline{T_n} = T_u / \phi = 11 \text{ KNm} / 0,75 = \underline{14,67 \text{ KNm}}$$

Luego se definen las variables geométricas como,

- A_{cp} : área delimitada por la frontera exterior de la sección transversal de hormigón. Si la sección tiene huecos, los mismos no se descuentan.
- P_{cp} : perímetro de la frontera exterior de A_{cp} .
- A_{oh} : área cuya frontera exterior es el eje de las armaduras transversales más externas que resisten torsión (área encerrada por el eje de los estribos). Si la sección tiene huecos, éstos no se descuentan.
- P_h : perímetro de la frontera exterior A_{oh} .

En primer lugar, hay que definir si se puede despreciar la torsión si se cumple lo siguiente

$$T_u < \frac{1}{12} \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

Entonces

$$A_{cp} = 0,27 \text{ m}^2$$

$$P_{cp} = 2,1 \text{ m}$$

$$A_{oh} = 0,229 \text{ m}^2$$

$$P_h = 1,94 \text{ m}$$

$$T_{cr} = \frac{1}{12} \cdot 0,75 \cdot \sqrt{30\text{MPa}} \cdot \frac{(270000\text{mm}^2)^2}{2100\text{mm}} = 11,88 \text{ KNm} > T_u$$

Por ende, se pueden despreciar los efectos de la torsión, no obstante, de manera conservadora se calculará la armadura mínima por torsión.

Este es un caso de torsión de equilibrio, por lo que la viga deberá tomar todo el momento torsor asociado.

Se realiza la verificación de fisuración en el alma y bielas comprimidas en secciones macizas:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b \cdot d} + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c}\right)$$

Reemplazando resulta $1,25 < 3,42$, por lo tanto verifica adecuadamente.

Se calcula la armadura transversal para torsión según Art. 11.6.3.6. del Reglamento CIRSOC 201 – 2005 como

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Siendo

A_o : área total encerrada por la trayectoria del flujo de corte que se debe determinar por análisis, excepto que se adopte $A_o = 0,85 \cdot A_{oh}$.

θ : ángulo de las diagonales comprimidas en la analogía del reticulado espacial para torsión, que se debe adoptar como $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. Para elementos no pretensados se puede asumir $\theta = 45^\circ$.

Entonces, calculando

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \theta} = \frac{14.666.666,67 \text{ Nmm}}{2 \cdot 0,85 \cdot 229.600 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot \cot 45^\circ}$$

$$\frac{A_t}{s} = 0,089 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 0,89 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Luego, se calcula la armadura longitudinal de torsión según Art. 11.6.3.7. del Reglamento CIRSOC 201 – 2005 como

$$A_l = \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \theta = 0,089 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \cdot 1940 \text{ mm} = 172,66 \text{ mm}^2$$

Por último, se calcula la armadura mínima transversal de torsión según Art. 11.6.5 del Reglamento CIRSOC 201 – 2005 debido a que habrá que colocar estribado mínimo que deberá verificar lo siguiente

$$\underbrace{\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s}}_{1)} \geq \underbrace{\frac{1}{16} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b}{f_{yt}}}_{2)}$$

Al calcular 1) se obtiene $0,77 \frac{mm^2}{mm} + 2 \cdot 0,089 \frac{mm^2}{mm} = 0,948 \frac{mm^2}{mm}$

Al calcular 2) se obtiene $\frac{1}{16} \cdot \sqrt{30 MPa} \cdot \frac{450 mm}{420 MPa} = 0,367 \frac{mm^2}{mm}$

Por lo tanto, 1) > 2) entonces verifica.

A continuación, se verifican las separaciones máximas de la armadura por efecto de torsión según Art. 11.6.6. del Reglamento CIRSOC 201 – 2005 como

$$s \leq \begin{cases} P_h/8 = 1940 mm / 8 = 242,5 mm \\ 300 mm \end{cases}$$

Teniendo en cuenta entonces que la suma de las armaduras transversales (de corte y torsión) resultan:

$$\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} = 0,948 \frac{mm^2}{mm} = 9,48 \frac{cm^2}{m}$$

Se puede observar en la Figura 5.13 que el área necesaria máxima resulta de 9,36 cm²/m, por ende, con una armadura como la calculada verificaría.



Figura 5.13: Armadura transversal

La armadura adoptada resulta de un estriado en dos ramas de $\varnothing 8$ c/10cm (10 cm²/m) como el indicado en la Figura 5.11.

5.3.2 VERIFICACIÓN DE UNA COLUMNA

Se analiza la columna 9, la cual inicia en uno de los cabezales y el análisis se realiza teniendo en cuenta las cargas transmitidas hacia ella y se encuentra ubicada como se muestra a continuación en la Figura 5.14, identificada con un círculo de color rojo.

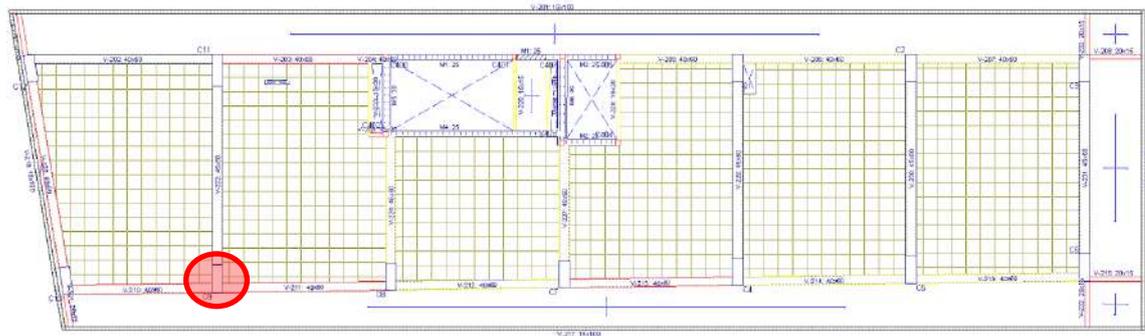


Figura 5.14: Ubicación Columna C9

Para el elemento mencionado se analiza el fenómeno de pandeo para poder verificar las armaduras y geometría del mismo. Para ello se definen materiales, secciones, luces, cargas y deformaciones de la columna y las vigas involucradas a continuación. A su vez, se indican los esfuerzos resultantes extraídos por el software de cálculo.

Materiales		
Acero	ADN 420	$f_y=420\text{MPa}$
Hormigón	H-30	$f'_c=30\text{MPa}$
		$E=25.742,96\text{ MPa}$

Secciones					
	Eje x	Eje y	$I_{gx}\text{ (m}^4\text{)}$	$I_{gy}\text{ (m}^4\text{)}$	$A\text{ (m}^2\text{)}$
Columna	0,45	1,20	0,009	0,065	0,54
Vigas en x	0,40	0,60	0,007	0,003	0,24
Vigas en y	0,45	0,60	0,008	0,005	0,27

Luces		
Lu	5,03	m
Lc	5,63	m
Lv1x	6,50	m
Lv2x	7,50	m
Lvy	9,80	m

Cargas y deformaciones		
P_u	3424,44	KN
$\sum P_u$	4922,99	KN
V_{ux}	80,06	KN
V_{uy}	282,19	KN
Δx	0,00388	m
Δy	0,01838	m

Donde:

- Lu: longitud sin apoyo lateral de una columna.
- Lc: longitud de la columna en estudio medida entre los ejes de los nudos del pórtico.
- Lvij: luz de las vigas i en direcciones j.
- P_u : carga vertical correspondiente a las cargas permanentes.
- $\sum P_u$: carga vertical total mayorada.
- V_{ux} y V_{uy} : esfuerzo de corte horizontal total a nivel del piso considerado en direcciones x e y respectivamente.

- Δx y Δy : desplazamientos relativos (entre nudos) de primer orden entre la parte superior e inferior del entrepiso debido a los cortes V_{ux} y V_{uy} respectivamente.

En primer lugar, se define si los nudos son desplazables o no según cada eje calculando el índice de estabilidad que se muestra a continuación, el cual si es menor o igual a 0,05 se considera como pórtico indesplazable.

$$Q = \frac{\sum P_U \cdot \Delta_o}{V_{us} \cdot l_c}$$

$$Q_x = \frac{\sum P_U \cdot \Delta_{ox}}{V_{ux} \cdot l_{cx}} = \frac{4922,99 \text{ KN} \cdot 0,00388 \text{ m}}{80,06 \text{ KN} \cdot 5,63 \text{ m}} = 0,04 \Rightarrow \text{Pórtico indesplazable}$$

$$Q_y = \frac{\sum P_U \cdot \Delta_{oy}}{V_{uy} \cdot l_{cy}} = \frac{4922,99 \text{ KN} \cdot 0,01838 \text{ m}}{282,19 \text{ KN} \cdot 5,63 \text{ m}} = 0,06 \Rightarrow \text{Pórtico desplazable}$$

Por lo tanto, como en una dirección ya resultan desplazables, se los consideran todos de esa manera.

Efectos de esbeltez o de primer orden

A continuación, se realizan las verificaciones y cálculo de diversos factores para conocer si es posible despreciar los efectos de esbeltez en ambas direcciones. Para esto, se calculan las longitudes efectivas y las esbelteces teniendo en cuenta el factor de longitud efectiva para elementos comprimidos, el cual para nodos desplazables se debe encontrar por medio del siguiente ábaco (Figura 5.15), donde los coeficientes Ψ_A y Ψ_B de la columna se definen como:

$$\Psi = \frac{\left[\frac{\sum EI}{l_c} \right]_{columnas}}{\left[\frac{\sum EI}{l} \right]_{vigas}}$$

Donde

Donde “l” es la longitud de cada una de las vigas que concurren al nudo tomadas entre ejes de apoyos. Además, en estructuras construidas con una única calidad de hormigón, los módulos de elasticidad “E” se simplifican en la ecuación.

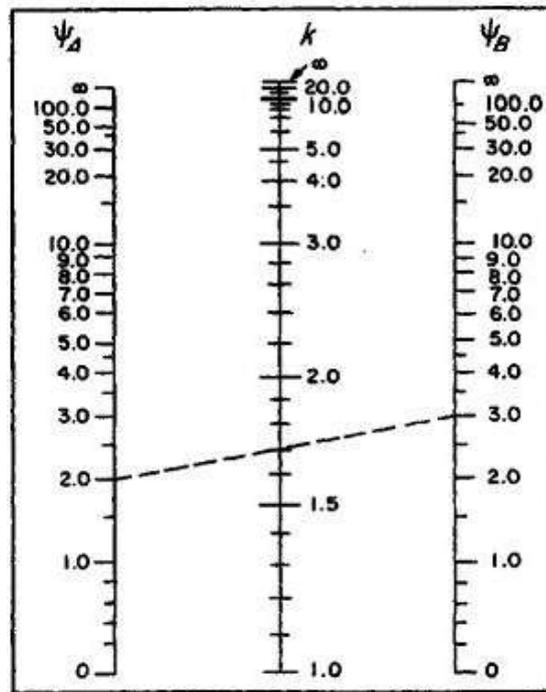


Figura 5.15: Ábaco para pórticos desplazables

Dirección x

Se calculan los coeficientes Ψ_A y Ψ_B y se obtiene gracias al ábaco, el factor de longitud efectiva para elementos comprimidos (k).

$$\Psi_A = \Psi_B = \Psi = 3,13 \rightarrow k = 1,85$$

Luego, la longitud efectiva resulta

$$l_e = k \cdot l_u = 1,85 \cdot 5,03 \text{ m} = 9,31 \text{ m}$$

Como se requiere conocer si se pueden despreciar los efectos de esbeltez, se calcula $k \cdot l_u / r$ y si resulta este valor menor a 22, si es posible suponer lo dicho. Para esto, se calcula el radio de giro “ r ” como

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A}} = 0,13 \text{ m} \rightarrow \frac{k \cdot l_u}{r} = 71,63$$

Por lo tanto, no se pueden despreciar los efectos de esbeltez en dirección x .

Dirección y

Se calculan los coeficientes Ψ_A y Ψ_B y se obtiene gracias al ábaco, el factor de longitud efectiva para elementos comprimidos (k).

$$\Psi_A = \Psi_B = \Psi = 55,70 \rightarrow k = 6,8$$

Luego, la longitud efectiva resulta

$$l_e = k \cdot l_u = 6,8 \cdot 5,03 \text{ m} = 34,21 \text{ m}$$

Como se requiere conocer si se pueden despreciar los efectos de esbeltez, se calcula la relación de esbeltez como $k \cdot l_u / r$ y si resulta este valor menor a 22, si es posible suponer lo dicho. Para esto, se calcula el radio de giro “r” como

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A}} = 0,35 \text{ m} \rightarrow \frac{k \cdot l_u}{r} = 98,74$$

Por lo tanto, no se pueden despreciar los efectos de esbeltez en dirección y.

Efectos de segundo orden a través de amplificación de momentos

Se desea conocer si es necesario considerar los efectos de segundo orden, por lo cual, con la obtención de los momentos mayorados M_1 y M_2 , en los extremos de la columna, en donde el primero es el de menor magnitud en valor absoluto, se realizan los siguientes cálculos y verificaciones en cada dirección.

Para saber esto se debe verificar que la relación de esbeltez se encuentre entre los valores 22 y 100. Como se vio anteriormente, dichas relaciones resultaron 71,63 y 98,74 en las direcciones x e y respectivamente, por lo tanto, se deben considerar los efectos de segundo orden en ambas direcciones se calculan y obtiene los momentos amplificados.

Para esto, es necesario obtener dichos momentos con las siguientes expresiones:

$$M'_1 = M_{1ns} + \delta_s \cdot M_{1s}$$

$$M'_2 = M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s}$$

Siendo los términos de las expresiones definidos según el Reglamento CIRSOC 201 – 2005 como:

- δ_s : factor de amplificación de momentos para pórticos desplazables, utilizado para reflejar el desplazamiento lateral que resulta de las cargas gravitatorias y de las cargas laterales.
- M'_1 : el menor momento (de primer orden), mayorado en uno de los extremos de un elemento comprimido, que se debe adoptar como positivo si el elemento presenta curvatura simple, y negativo si tiene doble curvatura, en N mm.
- M_{1ns} : momento mayorado de un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa M_1 , debido a cargas que no originan desplazamiento lateral apreciable, y calculado mediante un análisis elástico de primer orden del pórtico, en N mm.

- M_{1s} : momento mayorado de un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa M_1 , debido a cargas que originan un desplazamiento lateral apreciable, y calculado mediante un análisis elástico de primer orden del pórtico, en N mm.
- M'_2 : el mayor momento (de primer orden) mayorado, en uno de los extremos de un elemento comprimido, siempre positivo, en N mm.
- M_{2ns} : momento mayorado de un elemento comprimido en el extremo en el cual actúa M_2 , debido a las cargas que no originan un desplazamiento lateral apreciable, y calculado mediante un análisis elástico de primer orden del pórtico, en N mm.
- M_{2s} : momento mayorado de un elemento comprimido en el extremo en el cual actúa M_2 , debido a las cargas que originan un desplazamiento lateral apreciable, y calculado mediante un análisis elástico de primer orden del pórtico, en N mm.

A su vez, las expresiones $\delta_s \cdot M_{is}$ se deben calcular según la expresión

$$\delta_s \cdot M_{is} = \frac{M_{is}}{1 - Q} \geq M_{is}$$

A continuación, se encuentran los momentos mayorados para cada una de las direcciones.

	Dirección X	Dirección Y
M_{1s} (KNm)	-94,90	166,10
M_{2s} (KNm)	1.362	-241,90
$\delta_s \cdot M_{1s}$ (KNm)	-99,10	176,13
$\delta_s \cdot M_{2s}$ (KNm)	1.422,27	-256,51
δ_s (Adimensional)	1,04	1,06
M_{1ns} (KNm)	55,50	-0,42
M_{2ns} (KNm)	92,07	-5,16
M'_1 (KNm)	-43,60	175,71
M'_2 (KNm)	1.514,34	-261,67

Luego, se calculan las siguientes constantes para así acceder a los diagramas de interacción de la resistencia de secciones rectangulares con barras en caras extremas.

$$\gamma_x = \frac{bx - 2 \cdot d'}{bx} = \frac{45 \text{ cm} - 2 \cdot 2 \text{ cm}}{45 \text{ cm}} = 0,91$$

$$\gamma_y = \frac{by - 2 \cdot d'}{by} = \frac{120 \text{ cm} - 2 \cdot 2 \text{ cm}}{120 \text{ cm}} = 0,97$$

$$\gamma = \frac{\gamma_x + \gamma_y}{2} \approx 0,94$$

$$\mu_h = \frac{M_{uh}}{bh^2} = \frac{M'_{2x}}{0,45 \text{ m} \cdot (1,20 \text{ m})^2} = 2,19 \text{ MPa}$$

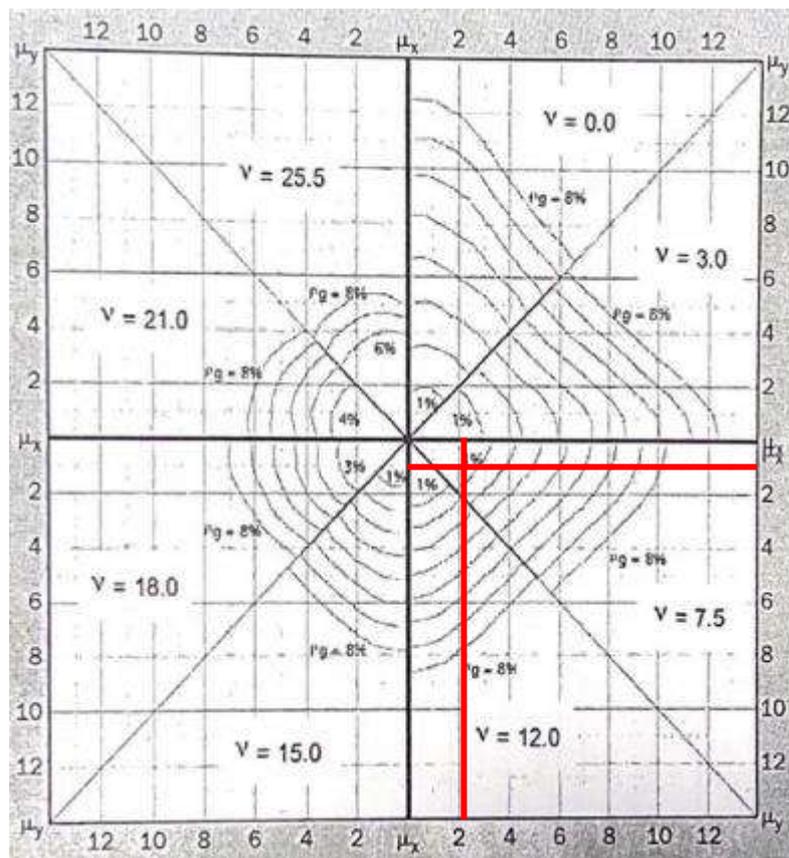
$$\mu_b = \frac{M_{ub}}{hb^2} = \frac{M'_{2y}}{1,20 \text{ m} \cdot (0,45 \text{ m})^2} = -1 \text{ MPa}$$

Para poder ingresar en los diagramas, se requiere conocer los valores μ_x , μ_y y v que se calculan y definen como:

$$\mu_x = \text{máx} (\mu_h, \mu_b) \text{ en MPa} \rightarrow \mu_x = 2,19 \text{ MPa}$$

$$\mu_y = \text{mín} (\mu_h, \mu_b) \text{ en MPa} \rightarrow \mu_y = -1 \text{ MPa}$$

$$v = \frac{P_u}{A_g} \text{ en MPa} \rightarrow v = 6,34 \text{ MPa}$$



Por lo tanto, resulta una cuantía del 1%. Luego,

$$A_{st} = A_g \cdot \rho = 5400 \text{ cm}^2 \cdot 0,01 = 54 \text{ cm}^2$$

Se adoptan 18 barras del $\phi 20$ cubriendo $56,52 \text{ cm}^2$ de acero.

Además, se verifica la separación vertical de los estribos cerrados la cual debe ser según reglamento:

$$s \leq \begin{cases} 12 d_b = 240 \text{ mm} \\ 48 d_{be} = 384 \text{ mm} \\ \text{dimensión del lado menor de la columna} = 450 \text{ mm} \end{cases}$$

Por lo tanto, se adopta estribos de $\phi 8$ c/15 verifica.

En la Figura 5.16 se pueden observar las armaduras propuestas basadas en las áreas necesarias según el programa, en donde comparando las barras longitudinales y los estribos necesarios para la columna se demuestra que coinciden los cálculos y verificaciones realizadas manualmente.

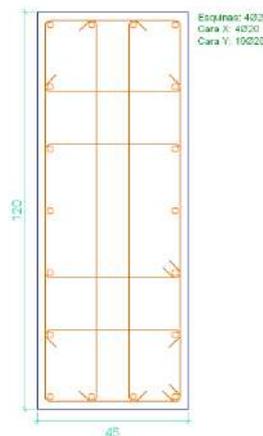


Figura 5.16: Armaduras de la columna C9

6 FUNDACIONES

6.1 INTRODUCCIÓN

Como se mencionó anteriormente, el presente capítulo tiene como objetivo verificar las cimentaciones ya ejecutadas dado que al cambiar la geometría y uso del edificio se debe garantizar que las fundaciones existentes verifiquen ante las nuevas cargas del proyecto. Para ello, se realizó el cálculo estructural del edificio en su totalidad para luego transmitir las cargas provenientes de las columnas y tabiques hacia las fundaciones, y finalmente ser transmitidas al suelo. Se verificaron los elementos de fundación tanto en resistencia estructural, como en capacidad resistente del suelo.

Para cada tipo de elemento de fundación se realiza una breve introducción teórica sobre los métodos y procedimientos utilizados para luego calcular las resistencias y poder realizar la verificación de los mismos.

6.2 MARCO TEÓRICO

Cuando los estratos superficiales del suelo de fundación no son capaces de soportar las cargas impuestas por las cimentaciones de la superestructura se puede producir asentamientos y/o puede fallar el suelo tras ser superada su capacidad portante. Por esta razón, se buscan estratos profundos más resistentes tal que se pueda transmitir a ellos las cargas actuantes mediante las fundaciones indirectas o profundas.

El objetivo de las cimentaciones es ser capaz de transmitir las cargas generadas por la estructura hacia el terreno de manera que se pueda asegurar la estabilidad y funcionalidad de las fundaciones durante toda la vida útil de la superestructura.

6.2.1 PILOTES

Dichas fundaciones son elementos estructurales con grandes profundidades que penetran en estratos de baja capacidad portante para poder alcanzar al estrato resistente y así poder asegurar la seguridad estructural a fin de transmitir las cargas a los niveles más profundos.

6.2.1.1 CAPACIDAD RESISTENTE DE UN PILOTE

Este ítem se debe evaluar según la resistencia estructural del mismo y la capacidad resistente del suelo de fundación.

Resistencia estructural

En esta sección se lo analiza al pilote como un elemento a compresión y se lo diseña de acuerdo a las normas del Reglamento CIRSOC 201 – 2005 para miembros sometidos a compresión (Artículo 10.3.6.2). El soporte lateral que le otorga el suelo al pilote impide en la mayoría de los casos el pandeo del fuste (válido para todos los suelos).

La resistencia de diseño a carga axial para elementos no pretensados armados con estribos cerrados debe ser:

$$\phi P_{n,máx} = 0,80 \phi (A_c 0,85 f'_c + A_s f_y)$$

Donde:

ϕ : factor de reducción de resistencia

A_c : área de hormigón

f'_c : resistencia a la compresión del hormigón

A_s : área de las barras de acero longitudinales de las columnas

f_y : tensión de fluencia del acero

Según el Reglamento CIRSOC 103 – 2005 Parte II artículo 6.6.2.1, se establece que la cuantía mínima de la armadura longitudinal de los pilotes “ ρ_t ” no deberá ser menor que:

- a) $2,40 / f_y$ (para pilotes con un área bruta de la sección A_g igual o menor a $0,50 \times 10^6 \text{ mm}^2$)
- b) $1,20 / f_y$ (para pilotes con un área bruta de la sección A_g igual o mayor que $2,00 \times 10^6 \text{ mm}^2$)
- c) $\rho_{t,min} = \frac{2400}{f_y \sqrt{2} A_g}$ (para pilotes con un área bruta de la sección comprendida entre $0,50 \times 10^6 \text{ mm}^2$ y $2,00 \times 10^6 \text{ mm}^2$)

Por otro lado, con respecto a la armadura transversal, se debe verificar el diámetro mínimo de los estribos según la barra longitudinal que se utilice y la separación vertical máxima de los estribos cerrados teniendo en cuenta los artículos 7.10.5.1 y 7.10.5.2 del Reglamento CIRSOC 201 – 2005.

Barras longitudinales, d_b	Diámetros mínimos de los estribos, d_{be} (mm)
$d_b \leq 16 \text{ mm}$	6
$16 \text{ mm} < d_b \leq 25 \text{ mm}$	8
$25 \text{ mm} < d_b \leq 32 \text{ mm}$	10
$d_b > 32 \text{ mm}$ paquetes de barras	12
Se podrá utilizar alambre conformado o malla soldada de alambre con un área equivalente.	

$$s \begin{cases} \leq 12 \text{ diámetros de la barra longitudinal} \\ \leq 48 \text{ diámetros de la barra o alambre de los estribos} \\ \leq \text{dimensión del lado menor de la columna} \end{cases}$$

Capacidad resistente del suelo de fundación

La capacidad portante del suelo de fundación según Terzaghi y Peck (1948) cuando la cimentación es circular de diámetro D y a una profundidad h , se obtiene de la siguiente manera:

$$q_u = 1,2 C N_c + \gamma h N_q + 0,3 \gamma D N_\gamma \quad (1)$$

Donde:

C : Cohesión del suelo

N_c , N_q y N_γ : Factores de capacidad de carga que son adimensionales y se obtienen en función del ángulo de fricción del suelo ϕ y la geometría de rotura

γ : Peso específico del suelo

En el caso de las cimentaciones profundas, la sección transversal es pequeña en comparación con la longitud o profundidad de estas y además los suelos presenten en el sitio no presentan cohesión, por lo que el primer y tercer término de la ecuación (1) pueden omitirse.

En consecuencia, resulta el término del medio únicamente. Para poder conocer el valor de capacidad de carga N_q se recurrió al siguiente gráfico en donde se pueden observar las diferentes curvas de estudio, ingresando con el ángulo de fricción del suelo y al chocar con la curva encontrar el factor de N_q . Para el presente trabajo se utilizó la curva de Caquot – Kerisel siendo esta la teoría de resistencia de suelos que más se ajusta al suelo de la región.

A partir de esto se obtiene la capacidad de carga de un pilote, teniendo en cuenta que la carga aplicada a un pilote aislado es resistida por el suelo situado bajo la punta del pilote y por el terreno que rodea el fuste, según la siguiente ecuación:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

Q_u : capacidad de soporte de carga última

Q_p : capacidad de soporte de carga de la punta del pilote

Q_s : resistencia por fricción

Resultando la carga admisible o de diseño como el cociente entre la carga última obtenida y un factor de seguridad según normativa.

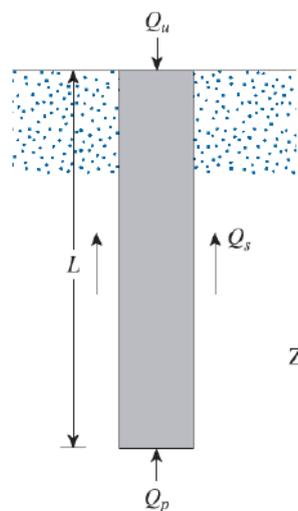


Figura 6.1: Resistencia de un pilote

La capacidad de resistencia por punta de los pilotes se define como:

$$Q_u = A_p \times q_p$$

Donde:

A_p : Área de la punta del pilote

q_p : resistencia unitaria de punta dada por la simplificación de la ecuación (1)

Para el caso de los materiales granulares, el término de la cohesión de anula, resultando:

$$q_p = \gamma \times Df \times Nq \Rightarrow Q_p = A_p \times \gamma \times Df \times Nq$$

Para el caso de los materiales cohesivos resulta:

$$q_p = Cu \times Nc + \gamma \times Df \Rightarrow Q_p = A_p \times (u \times Nc + \gamma \times Df)$$

Por otro lado, para obtener la capacidad de resistencia por el fuste hay que considerar el tipo de suelo y el método de ejecución ya que puede tener un efecto apreciable en el grado de perturbación del terreno.

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Donde:

p : Perímetro de la sección del pilote

ΔL : longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes

f : resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z .

Reacción de cada pilote

Para obtener la carga axil que le llega a cada pilote de un mismo cabezal se tienen en cuenta las cargas y momentos en condiciones de servicio que transmite la columna (Ver Figura 6.2) y se resuelve la siguiente ecuación:

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x x_i}{\sum_1^n x_i^2} \pm \frac{M_y y_i}{\sum_1^n y_i^2}$$

Donde:

P_i : carga axil que soporta el pilote “i” del cabezal analizado

P : carga transmitida por la columna sumado el peso del cabezal

n : número de pilotes iguales

M_x y M_y : momentos flectores para flexo-compresión biaxial

x_i e y_i : distancias del baricentro del pilote i a los ejes x e y respectivamente

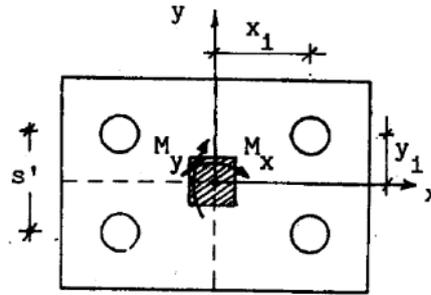


Figura 6.2: Cabezal sometido a flexo-compresión

Con la carga axil P_i obtenida se compara este valor con la resistencia de diseño de cada pilote para realizar la verificación correspondiente.

6.2.1.2 CAPACIDAD PERMISIBLE DE UN PILOTE

Después de que se ha determinado la capacidad de soporte de carga última total sumando la capacidad de carga de punta y la resistencia por fricción (o superficial), se debe utilizar un factor de seguridad razonable para obtener la carga permisible para cada pilote:

$$Q_{perm} = \frac{Q_u}{FS}$$

El factor de seguridad (FS) que se utiliza varía en general entre 2,5 a 4 dependiendo de las incertidumbres asociadas con el cálculo de la carga última.

6.2.1.3 EFICIENCIA DE UN GRUPO DE PILOTES

En la mayoría de los casos, los pilotes se utilizan en grupos para transmitir la carga estructural al suelo.

Cuando los pilotes se colocan cerca unos de otros, una suposición razonable es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo de traslaparán reduciendo la capacidad de carga de estos.

$$E = \frac{Q_{grupo(u)}}{\sum Q_u}$$

Donde:

$Q_{grupo(u)}$: Capacidad de soporte de carga última del grupo de pilotes.

$\sum Q_u$: Capacidad de soporte de carga última de cada pilote sin el efecto de grupo.

- Pilotes hincados en arena: $E > 1$ ($Q_{grupo(u)} > \sum Q_u$)
- Pilotes perforados en arena: $E \cong 0,8$ ($Q_{grupo(u)} \cong 0,8 \sum Q_u$)
- Pilotes en arcillas: $E < 1$ ($Q_{grupo(u)} < \sum Q_u$)

6.2.2 CABEZALES

El cabezal de un grupo de pilotes es una pieza de hormigón armado de gran rigidez que debe diseñarse y verificarse para los elevados esfuerzos a los que estará sometido.

Para una carga externa dada, la separación entre pilotes será una de las variables de mayor impacto en el diseño de la geometría del cabezal. El reglamento CIRSOC 201 – 2005 Art.15.7 establece para los cabezales una altura mínima de 30 cm sobre la armadura inferior. Mientras mayor sea esta separación entre pilotes, mayor será la altura necesaria. Los cabezales rígidos, y con poca cantidad de pilotes, pueden dimensionarse de acuerdo al mecanismo de bielas comprimidas inclinadas de hormigón y tensores horizontales de acero. Las bielas comprimidas tendrán lugar entre la columna y los pilotes, mientras que los tensores horizontales se ubicarán sobre la cabeza de los pilotes. Estos tensores se materializan con armadura de acero. Este mecanismo resulta válido en cabezales rígidos, cuando el ángulo formado por las bielas comprimidas diagonales y los tensores horizontales es mayor a 45. Cuando la inclinación es menor, o el cabezal tiene una gran cantidad de pilotes, se procede a dimensionar por flexión y verificar por corte y punzonado.

6.2.2.1 DISEÑO POR MECANISMO BIELA Y TENSOR

El esquema de este mecanismo se presenta en la Figura 6.3 para el caso de un cabezal rígido con dos pilotes. Sobre la base de la Figura, se presentan los elementos geométricos de cálculo,

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$$

$$\tan(\alpha) = \frac{d_c}{\frac{1}{2}(s - \frac{c}{2})}$$

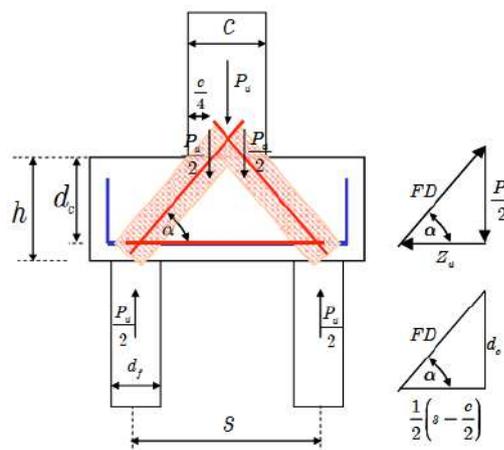


Figura 6.3: Cabezal para dos pilotes. Mecanismo biela y tensor

Si planteamos el polígono de fuerza de este “reticulado”, tenemos

$$\tan(\alpha) = \frac{\frac{Pu}{2}}{Z_u}$$

$$Z_u = \frac{\frac{Pu}{2}}{\tan(\alpha)}$$

Reemplazando por la identidad geométrica, nos queda,

$$Z_u = \frac{\frac{Pu}{2}}{\frac{d_c}{\frac{1}{2}(s - \frac{c}{2})}}$$

Simplificando, obtenemos,

$$Z_u = \frac{Pu}{4d_c} \left(s - \frac{c}{2} \right)$$

Deben realizarse verificaciones de la biela comprimida de hormigón y del esfuerzo de corte. La fuerza de compresión en la diagonal será,

$$FD = \frac{Pu}{2 \times \sin(\alpha)}$$

Con las fuerzas últimas determinadas, se deberá verificar (según CIRSOC 201 – 2005, Apéndice A – Modelo de bielas) que,

$$F_u \leq \phi F_n$$

Siendo:

F_u : Solicitación por compresión en el hormigón (“puntal”), o de tracción en el acero (“tensor”)

ϕ : Coeficiente de reducción de resistencia 0,75

F_n : Resistencia nominal en el “puntal” o “tensor”

La resistencia de un puntal de hormigón (sin armadura) se calcula, en ambos extremos del mismo, con la siguiente ecuación,

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs}$$

Siendo,

F_{ns} : Resistencia nominal en el “puntal”

A_{cs} : Sección transversal en el extremo en estudio

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del puntal de hormigón, siendo:

$$f_{ce} = \beta_s \times 0,85 \times f'c$$

Donde:

f_{ce} : Resistencia especificada a la compresión del hormigón

β_s : Factor que depende del puntal. Varía entre 0,4 y 1,0

La resistencia del tensor (solo con armadura no tesa) se calcula con la siguiente ecuación,

$$F_{nt} = f_y A_{ts}$$

Siendo,

F_{nt} : Resistencia nominal en el “puntal”

A_{ts} : Área de la armadura no tesa.

f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura no tesa.

Finalmente, se distribuye la armadura sobre la base del cabezal, por sobre la cabeza de ambos pilotes. El resto, serán armaduras mínimas o bien con la solicitación que le corresponda. El diseño debe realizarse lo suficientemente rígido, como para que no sea necesario colocar armadura por corte. Los estribos colocados serán de armado mínimo y actuarán de “cama” de esta armadura principal.

6.2.2.2 DISEÑO POR MECANISMO DE FLEXIÓN CON VERIFICACIÓN A CORTE Y PUNZONADO

Para aquellos cabezales que no puedan ser considerados rígidos se deberán verificar tanto a flexión como a corte y punzonado. La explicación de este mecanismo de diseño de cabezales, la realizaremos basándonos en la Figura 6.4, para un cabezal de planta cuadrada ($B=B_1=B_2$) y con cuatro pilotes distribuidos simétricamente.

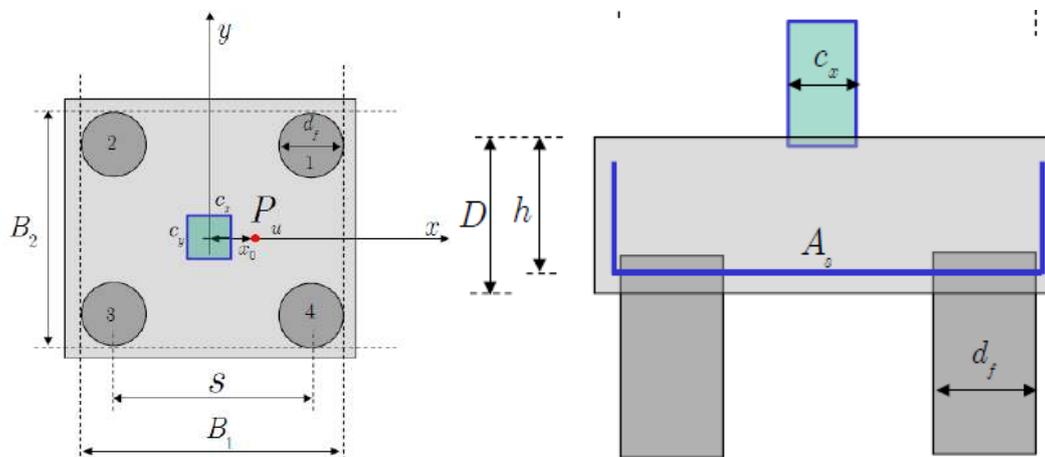


Figura 6.4: Cabezal para cuatro pilotes. Mecanismo de flexión

En el esquema se tiene una columna que transmite una carga vertical P_u y se aplica con una excentricidad x_0 , de manera que genera un momento de vuelco de $M_{uy}=P_u \cdot x_0$.

Se determinan las cargas últimas sobre los pilotes como,

$$P_i = \frac{P_u}{4} \pm \frac{M_{uy} x_i}{\sum_1^n x_i^2}$$

En este caso,

$$P_{ui} = \frac{P_u}{4} \pm \frac{M_{uy}}{2 s}$$

Así, se obtienen las fuerzas sobre cada uno de los cuatro pilotes,

$$P_{u1} = P_{u4} = \frac{P_u}{4} + \frac{M_{uy}}{2 s}$$

$$P_{u2} = P_{u3} = \frac{P_u}{4} - \frac{M_{uy}}{2 s}$$

Luego, se determinan las sollicitaciones para el diseño del cabezal. El momento flector último en el cabezal (M_{uc}), se calcula a partir del producto entre la carga de reacción de los pilotes 1 y 4, y la distancia entre el centro de los pilotes y la cara externa de la columna.

$$M_{uc} = 2P_{u1} \left(\frac{s}{2} - \frac{C_x}{2} \right)$$

Entonces,

$$M_{uc} = P_{u1} (S - C_x)$$

La sollicitación por corte en el cabezal, resulta,

$$V_{uc} = 2P_{u1}$$

La altura del cabezal se diseña para que verifique corte y punzonado, sin la necesidad de colocar armadura.

Para cumplir con esto, se plantea la verificación por corte,

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde,

V_u : esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada

V_n : resistencia nominal al corte

ϕ : factor de reducción de resistencia, siendo para el corte = 0,75

En este caso la resistencia al corte es suministrada por el hormigón que, al no tener armadura de corte será igual a la resistencia nominal, resultando,

$$V_n = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot B \cdot h$$

Siendo,

$f'c$: resistencia especificada a la compresión del hormigón

B : ancho del alma del elemento estructural

h : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal de tracción (altura útil)

Se debe también realizar la verificación del punzonado, generado por la columna y por los pilotes individuales.

Para la determinación de los perímetros críticos b_0 , adecuados a la ubicación de la columna, generalmente centrada, y los pilotes en posiciones centradas o extremas, se utiliza de referencia la Figura 6.5 en donde se plantean las dimensiones de la columna en las direcciones de x e y , siendo c_1 y c_2 respectivamente.

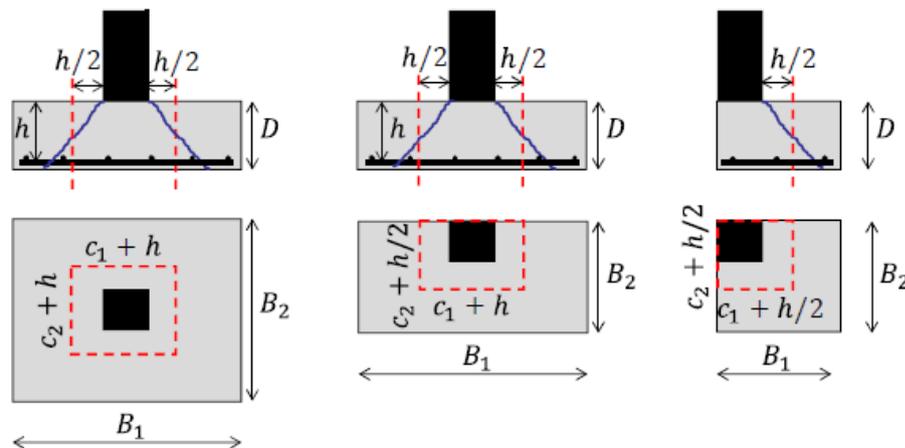


Figura 6.5: Cabezales – Esquema para verificación de punzonado

La verificación de punzonado queda definida como,

$$P_u \leq \frac{1}{3} \sqrt{f'c} b_0 h$$

Siendo b_0 el perímetro crítico, el cual difiere para el punzonado por columna y por pilote. Luego de verificadas las condiciones de corte y punzonado, se realiza el dimensionado por flexión, en donde debe cumplirse que

$$M_{uc} \leq \phi M_{nc}$$

M_{uc} : Momento resistente requerido calculado con cargas mayoradas

M_{nc} : Momento resistente nominal “real” de la sección

ϕ : Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura (en este caso se lo considera 0,9 para plantear una rotura dúctil)

Así, se plantea que

$$M_{uc} = P_{ui} \delta$$

Siendo,

P_{ui} : Reacción de los pilotes en cuestión

δ : Distancia entre centro de pilote y borde de columna

Con este momento,

$$m_n = \frac{M_{nc}}{0,85 f'c B h^2}$$

Donde:

$f'c$: resistencia especificada a la compresión del hormigón

B : ancho del alma del elemento estructural según el eje de cálculo

h : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal de tracción (altura útil)

De aquí, se desprende,

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2 m_n}$$

Con este valor, se obtiene la cantidad de acero necesaria (la cual se debe verificar que se encuentre entre los límites mínimos y máximos según reglamento) y por consiguiente resulta

$$A_s = \frac{0,85 f'c B k_a h^2}{f_y}$$

La sección de armadura calculada se repartirá a lo largo del ancho del cabezal, en función del diámetro de varilla y la separación entre las mismas, respetando las reglas de armado específicas para este tipo de pieza y las cuantías mínimas reglamentarias. Se reforzará el armado, especialmente en la vinculación entre pilotes.

6.2.3 VIGAS DE FUNDACIÓN

Se las denomina como los elementos estructurales que unen las cimentaciones, en este caso conectan a los cabezales entre sí, cuya función es de encadenado, es decir que eviten los corrimientos relativos entre las fundaciones y resistan las cargas horizontales.

Para evitar que la viga tenga asentamientos y se fisure (Figura 6.6) se recomienda colocar una capa de hormigón pobre o de arena y piedra apisonadas, de 10cm de espesor.

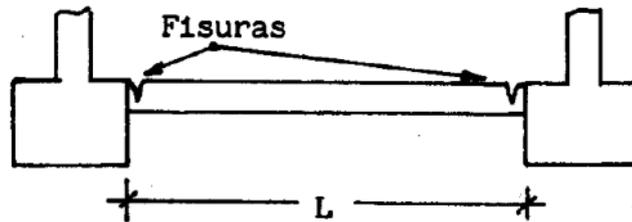


Figura 6.6: Fisuras en la viga

Al resistir las cargas axiales de tracción, las vigas se diseñan como un tensor, es decir que el acero absorbe los esfuerzos, mientras que el hormigón cumple la función de recubrimiento para protección. Como observación a destacar, de manera conservadora, no se tuvo en cuenta la resistencia a tracción que aporta el hormigón. Para esto se debe cumplir:

$$\phi A_s f_y \geq 0,1 Pu$$

Donde:

ϕ : factor de minoración de resistencia

A_s : Armadura a tracción de la viga

f_y : tensión de fluencia

Pu : Carga mayorada de la columna más cargada

Además, se exige que el área del acero sea al menos un 1% del área del hormigón ($A_s \geq 0,01 A_c$). Esta condición permite controlar la fisuración por retracción que se presenta al conectar estas vigas con los cabezales de rigidez considerable (Figura 6.7).

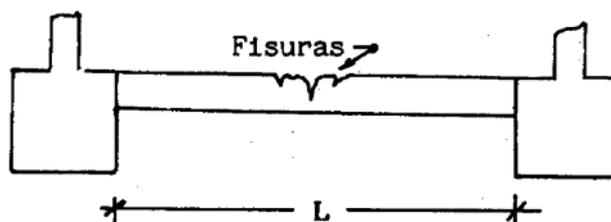


Figura 6.7: Fisuras por retracción

6.3 DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE FUNDACIONES

Luego de adquirir la documentación actualizada de la arquitectura y realizar el cálculo estructural del edificio, se obtienen los esfuerzos que le llegan a las columnas para poder transmitirse por medio de los cabezales a los pilotes y poder verificar las resistencias (como elemento a compresión y la del suelo de fundación) de los mismos para conocer si es necesario realizar modificaciones o colocar refuerzos en las fundaciones ya construidas.

6.3.1 PILOTES

En primer lugar, se evaluó la resistencia estructural de un pilote considerándolo como una columna. A partir del estudio de suelos, el cual recomendaba fundaciones indirectas por medio de pilotes, el cálculo de los mismos se realizó y se adoptó:

- Pilotes de 80 cm de diámetro, profundidad de 10 metros y armaduras de 39,28 cm² (8 barras de ø25) con estribos espirales de ø8 c/ 15 cm para los cabezales de 4 y 6 pilotes.
- Pilotes de 100 cm de diámetro, profundidad de 10 metros y armaduras de 49,10 cm² (10 barras de ø25) con estribos espirales de ø8 c/ 15 cm para el cabezal de 24 pilotes.

Teniendo en cuenta los siguientes datos calculados y presentados en la tabla, se obtiene la resistencia a compresión de cada uno.

Parámetro	Pilotes	
Diámetro (cm)	80	100
f ^c (MPa)	30	30
F _y (MPa)	420	420
A _g (cm ²)	5.026,55	7.853,98
A _s (cm ²)	39,28	49,10
ρ (cuantía en %)	0,78	0,63

Según el Reglamento CIRSOC 103 – 2005 Parte II, se establece la cuantía mínima teniendo en cuenta el valor del área bruta de la sección (A_g) y la tensión de fluencia del acero como:

$$\rho_{t,\text{mín}} = \frac{2.400}{f_y \sqrt{2 A_g}} \approx 0,57 \% < 0,78\% \Rightarrow \underline{\text{VERIFICA}}$$

$$\rho_{t,\text{mín}} = \frac{2.400}{f_y \sqrt{2 A_g}} \approx 0,46 \% < 0,63\% \Rightarrow \underline{\text{VERIFICA}}$$

Luego, se calcula la resistencia de diseño a compresión como:

$$\phi P_{n,m\acute{a}x} = 0,80 \phi (A_c 0,85 f'_c + A_s f_y)$$

$$\phi P_{n,m\acute{a}x} = 746,94 \text{ tn (para pilotes con } D = 80\text{cm)}$$

$$\phi P_{n,m\acute{a}x} = 1142,16 \text{ tn (para pilotes con } D = 100\text{cm)}$$

La resistencia obtenida es la que se va a comparar con la carga axial que le llega a cada pilote, calculándose posteriormente.

Para verificar la armadura transversal se procede a los artículos 7.10.5.1 y 7.10.5.2 del Reglamento CIRSOC 201 – 2005. Las barras longitudinales de los pilotes son de un diámetro de 25 mm, por ende, se puede observar en la tabla a continuación que el diámetro mínimo de los estribos a utilizar es de 8 mm.

Barras longitudinales, d_b	Diámetros mínimos de los estribos, d_{be} (mm)
$d_b \leq 16 \text{ mm}$	6
$16 \text{ mm} < d_b \leq 25 \text{ mm}$	8
$25 \text{ mm} < d_b \leq 32 \text{ mm}$	10
$d_b > 32 \text{ mm}$ paquetes de barras	12

Se podrá utilizar alambre conformado o malla soldada de alambre con un área equivalente.

$$s \begin{cases} \leq 12 \text{ diámetros de la barra longitudinal} \\ \leq 48 \text{ diámetros de la barra o alambre de los estribos} \\ \leq \text{dimensión del lado menor de la columna} \end{cases}$$

Según lo anterior, la separación vertical de los estribos cerrados debe ser menor a:

$s \leq$	12 d_b	300 mm
	48 d_{be}	384 mm
	b_x	450 mm

Por lo tanto, verifica que los estribos adoptados sean $\phi 8 \text{ c/ } 15 \text{ cm}$.

En segundo lugar, se calcula la capacidad de carga de cada pilote para lo cual se tiene en cuenta su longitud, los estratos a su alrededor y el nivel freático, obtenidos del estudio de suelos.

0 a 3,30 m	Arena limosa	
γ_m	1,60	t/m ³
γ_b	0,60	t/m ³
Más de 3,30 m	Grava arenosa	
γ_{sat}	2,00	t/m ³
γ_b	1,00	t/m ³
Nivel freático	2,40	m

Con estos datos, se obtienen las resistencias por punta y fuste, luego la capacidad de carga (por cada pilote) y la carga admisible considerando un Factor de seguridad igual a 3. Además, se decide encontrar la cantidad de pilotes necesarios. Para esto se divide la carga proveniente de las columnas (CC) con esta última carga (Q_{adm}) y se encuentra un valor adimensional, correspondiente a la cantidad de pilotes necesarios (N). En el caso de los cabezales de 4 pilotes, se toma la columna con mayor carga. Para el caso del cabezal de mayores dimensiones (donde se encuentran los tabiques de hormigón armado junto con el bajo recorrido del ascensor), la carga axil resultante de los tabiques sobre la superficie del cabezal es de aproximadamente 4420 t.

Parámetro	Pilotes		
Diámetro (cm)	80	80	100
Cabezal	4 pilotes	6 pilotes	24 pilotes
Q_p (tn)	573,6	573,6	896,3
Q_f (tn)	24	24	30
Q_u (tn)	597,6	597,6	926,3
Q_{adm} (tn)	199,2	199,2	308,8
CC (tn)	585,1	626,69	4420
N (necesarios)	3	4	15
Cant. Real de pilotes	4 → Verifica	6 → Verifica	24 → Verifica

Finalmente, para conocer la carga axil que le llega a cada pilote se menciona previamente la distribución de las cimentaciones definida según lo siguiente:

Verificación	Cantidad de cabezales	Cantidad de pilotes por cabezal
1	11	4
2	1	6
3	1	24

Para el primer caso, debido a que existe una cantidad importante de cabezales con la misma cantidad de pilotes y dimensiones similares, se procede a realizar la verificación considerando el cabezal más solicitado, es decir el que posee la columna con mayores esfuerzos en su base.

Para poder mostrar los resultados más claramente se confeccionó la siguiente tabla:

	Verificación 1	Verificación 2
Cantidad de pilotes	4	6
P	585,1 t	626,69 t
M _{xx}	157,55 tm	177,02 tm
M _{yy}	-25,06 tm	99,45 tm
$\sum x_i^2$	5,76 m ²	8,64 m ²
$\sum y_i^2$	5,76 m ²	21,41 m ²
B _x	3,4 m	3,4 m
B _y	3,4 m	6,2 m
H	1,25 m	1,25 m
Peso cabezal	36,13 t	65,88 t
Carga axil del pilote	136,24 t	179,65 t

Para la verificación 3 (cabezal de mayores dimensiones correspondiente al que soporta a los tabiques de hormigón), haciendo uso del software de cálculo, se encontró la reacción de cada pilote en función de la carga axil impuesta en el cabezal. Dicha **reacción resultó de 209,67 t**.

La resistencia de diseño a compresión obtenida previamente para los pilotes de 80 cm y 100 cm de diámetro es de 746,94 t y 1142,16 t respectivamente, por lo que, comparándola con las cargas axiles calculadas para cada pilote, se puede observar que la resistencia resulta mayor por lo que verifica.

6.3.2 CABEZALES

Como se mencionó anteriormente, se tienen cuatro tipos de cabezales en el terreno. Uno de mayores dimensiones que los demás (9mx13,70m) y que corresponde al sector de escaleras, tabiques, ascensor y bajo recorrido del mismo; uno de 6 pilotes (3,4mx6,2m); uno de 4 pilotes de diferentes medidas (3,4mx4,3m) y 10 cabezales de 4 pilotes (3,4mx3,4m). En primer lugar, se va a definir cuáles de éstos se verifican por el método de bielas y tensores y cuáles por flexión, punzonado y corte. Para esto, se calcula el ángulo formado por las bielas comprimidas diagonales y los tensores horizontales, y dependiendo de su valor es si se lo define a los cabezales como rígidos o flexibles. Luego, se verifica la altura mínima de cada cabezal y se los calcula según el mecanismo que resultan.

En la siguiente tabla, se define el ángulo calculado en cada caso y el mecanismo resultante.

TIPO DE CABEZAL	α (°)	COMPORTAMIENTO	MECANISMO
24 pilotes (9mx13,70m)	-	FLEXIBLE	Mecanismo flexión con verificación a corte y punzonado
6 pilotes (3,4mx6,20m)	33	FLEXIBLE	Mecanismo flexión con verificación a corte y punzonado
4 pilotes (3,4mx4,3m)	41	FLEXIBLE	Mecanismo flexión con verificación a corte y punzonado
4 pilotes (3,4mx3,4m)	52	RÍGIDO	Mecanismo de bielas comprimidas y tensor

Se realiza la verificación de la altura mínima de cada cabezal con la premisa de que se diseñan para que verifiquen corte y punzonado sin la necesidad de colocar armadura, debido a que la resistencia al corte es suministrada completamente por el hormigón.

Para esto, se calcula la altura útil como:

$$h = \frac{V_n}{\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot B}$$

Donde el corte nominal va a depender de la carga axil de reacción de cada pilote de cada cabezal dependiendo el caso.

Conociendo que en todos los casos los cabezales tienen una altura total de 1,25m, útil de 1,20m y que la resistencia a la compresión del hormigón es de 30 MPa, se muestra en la siguiente tabla los factores variables para cada cabezal y su altura útil calculada.

Cabezal	Pi (KN)	B (m)	Vu (KN)	h mínima (m)	Condición
6 pilotes	1796,5	3,4	4790,67	1,54	Requiere estribado
4 pilotes (grande)	1129,7	3,4	3012,53	0,97	Verifica sin estribado
4 pilotes (chico)	1362,4	3,4	3633,07	1,17	Verifica sin estribado

Los cabezales mencionados en la tabla anterior se encuentran armados mediante canastos de barras del $\varnothing 10$ c/15cm y barras longitudinales adicionales del $\varnothing 25$ que vinculan los pilotes.

Para el caso del cabezal de 24 pilotes, se le aplica el método de flexión debido a que se lo limita en altura (1,25m) y que por el método de bielas se debería utilizar mayor altura. Este cabezal es dimensionado utilizando un software de cálculo considerándolo como una losa llena de hormigón armado con espesor de 1,25m, disponiendo los 24 pilotes de 100 cm de diámetro como columnas y colocando las cargas provenientes de los pisos superiores.

A partir de los resultados obtenidos del modelo, se extrae toda la información necesaria para la verificación a flexión, corte y punzonado.

Obteniendo para este caso un $V_u = 811 \text{KN/m}$

$$h = \frac{811 \text{KN/m} / 0,75}{\frac{1}{6} \cdot \sqrt{30 \text{MPa}}} = 1,19 \text{m} < 1,25 \text{m} \Rightarrow \text{Verifica}$$

Luego, se procede a calcular los cabezales flexibles según el método de flexión con verificación a corte y punzonado (alrededor de la columna y alrededor del pilote).

Para el punzonado, se debe verificar que,

$$P_u \leq \frac{1}{3} \sqrt{f'c} b_0 h$$

Donde:

P_u : carga axil proveniente de la columna o del pilote, dependiendo de cada caso

$f'c$: Resistencia a compresión del hormigón

b_0 : Perímetro crítico

h : altura útil

A continuación, se presentan los resultados de las comprobaciones de punzonado obtenidos para los cabezales flexibles de 4, 6 pilotes y 24 pilotes.

Cabezal (cant. de pilotes)	Punzonado alrededor de la columna						
	C1 (m)	C2 (m)	h (m)	b _{0c} (m)	V _{pc} (KN)	V _{uc} (KN)	V _{pc} ≥ V _{uc}
4	0,45	1,2	1,2	8,1	17.746,21	4.471,3	Verifica
6	0,45	1,4	1,2	8,5	18.622,57	6.266,9	Verifica
24	-	-	1,2	33,38	73.131,92	44.200	Verifica

Cabezal (cant. de pilotes)	Punzonado alrededor del pilote					
	r (m)	D (m)	b _{0p} (m)	V _{pp} (KN)	V _{up} (KN)	V _{pp} ≥ V _{up}
4	0,1	0,8	3	6.572,67	1.129,7	Verifica
6	r ₁ =0,1 r ₂ =0,45	0,8	3,4	7.339,48	1.796,50	Verifica
24	r ₁ =0,1 r ₂ =0,27	1	3,6	7.821,48	2.100	Verifica

Donde:

C1 y C2: Dimensiones de las columnas en x e y respectivamente

h: altura útil

b_{0c} y b_{0p}: período crítico adecuado a la ubicación de la columna o pilote según corresponda

V_{pc} y V_{pp}: Esfuerzo de punzonado de la columna o pilote

V_{uc} y V_{up}: Esfuerzos últimos de la columna o pilote

r: distancia al borde del cabezal

D: diámetro del pilote

Con respecto a la verificación por flexión, se calcula el momento resistente requerido con cargas mayoradas teniendo en cuenta la reacción de los pilotes en cuestión y la distancia entre centro de pilote y borde de columna

$$M_{uc} = P_{ui} \delta$$

Luego, se plantea,

$$M_{uc} \leq \phi M_{nc}$$

Con este momento nominal de la sección (Mnc) se calcula el área de acero de la misma, cuyos resultados se presentan en la siguiente tabla:

Cabezal (cant. de pilotes)	Pui (KN)	δ (m)	Muc (KNm)	Mnc (KNm)	As de cálculo (cm ²)	As real (cm ²)	$A_{Scálculo} \leq A_{Sreal}$
4	1.129,7	0,98	2.214,21	2.460,24	49,30	86,65	Verifica
6	1.796,5	1,15	4.131,95	4.591,06	92,83	96,47	Verifica

Como se dijo anteriormente, para el cabezal de 24 pilotes, se utilizó un software de cálculo del cual se obtuvo los momentos en direcciones X e Y para el dimensionado a flexión. Por otro lado, en la memoria de cálculo se mencionaba que en dirección X, el cabezal presentaba un canasto del $\phi 16$ c/ 15cm con barras adicionales del $\phi 25$ c/ 10cm y vigas interiores con 5 barras inferiores de $\phi 25$, mientras que en dirección Y sólo se modificaba la armadura del canasto ya que resultaba de $\phi 16$ c/ 20cm.

Dirección	Muc (KNm)	Mnc (KNm)	As de cálculo (cm ²)	As real (cm ²)*	$A_{Scálculo} \leq A_{Sreal}$
X	6.576,2	7.306,89	146,62	169,70	Verifica
Y	2.964,5	3.293,89	65,57	186,79	Verifica

*Observación: La armadura real calculada en el cuadro es la correspondiente al canasto y las barras adicionales.

Finalmente, se realizan las verificaciones por el método de bielas para los cabezales cuadrados de 4 pilotes de 3,4m de lado.

Como el ángulo comprendido entre las bielas comprimidas y el tensor horizontal es de 52° (mayor a 45°), los cabezales mencionados se definen como RÍGIDOS.

Luego, de acuerdo a las identidades trigonométricas expuestas anteriormente, se logra encontrar la fuerza de compresión en la diagonal, definiéndose como,

$$FD = \frac{Pu}{2 x \sin(\alpha)} = \frac{136 \text{ tn}}{2 x \sin(0,91 \text{ radianes})} \Rightarrow \underline{FD = 86,29 \text{ tn}}$$

Con las fuerzas últimas determinadas, se deberá verificar (según CIRSOC 201 – 2005, Apéndice A – Modelo de bielas) que,

$$F_u \leq \phi F_n$$

En primer lugar, se calcula la resistencia de un puntal de hormigón (sin armadura), en ambos extremos del mismo, con la siguiente ecuación,

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs}$$

$$f_{ce} = \beta_s \times 0,85 \times f'c$$

En segundo lugar, se calcula la resistencia del tensor (solo con armadura no tesa) con la siguiente ecuación,

$$F_{nt} = f_y A_{ts}$$

A continuación, se presenta una tabla resumen con los resultados obtenidos de cada parámetro mencionado anteriormente.

β_s	0,6	
$f'c$	30	MPa
f_{ce}	15,3	MPa
A_{cs}	640.000	mm ²
F_{ns}	9.792	KN
$F_{dp} = \phi F_{ns}$	734,4	tn
F_{up}	86,29	tn

Por lo tanto, se observa que la resistencia de diseño F_{dp} es mayor a la sollicitación F_{up} .

f_y	420	MPa
A_{ts}	2.976,67	mm ²
F_{nt}	1.250,2	KN
$F_{dt} = \phi F_{nt}$	93,8	tn
F_{ut}	87,04	tn

Por lo tanto, se observa que la resistencia de diseño F_{dt} es mayor a la sollicitación F_{ut} .

Por ende, se concluye que los cabezales definidos como rígidos verifican mediante el método de bielas comprimidas y tensor.

6.3.3 VIGAS DE FUNDACIÓN

Las vigas que se encuentran en el terreno presentan las dimensiones y armaduras de la Figura 6.8 por lo que se realizó la verificación de la viga más sollicitada, teniendo en cuenta la columna con mayor carga axial.

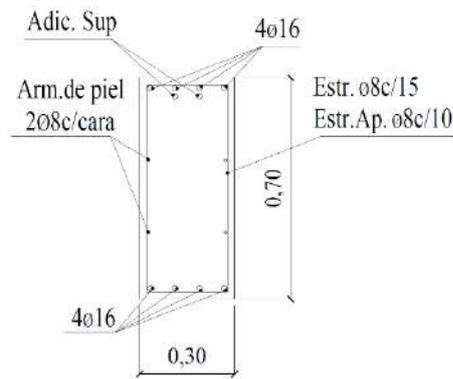


Figura 6.8: Armadura de las vigas de fundación

Se analiza la viga que une los cabezales a los que llegan las columnas 2 y 5.

$$P_{U2} = 585,1 \text{ t} = 5851 \text{ KN}$$

$$P_{U5} = 466,78 \text{ t} = 4667,8 \text{ KN}$$

Por lo tanto, se utiliza la carga última de la columna 2 que es la de mayor carga axil, resultando:

$$\phi A_s f_y \geq 0,1 P_u \rightarrow A_s \geq \frac{0,1 P_u}{\phi f_y}$$

$$A_s \geq \frac{0,1 \times 5851 \text{ KN}}{0,75 \times 420.000 \text{ KN/m}^2} \rightarrow A_s \geq \mathbf{18,57 \text{ cm}^2}$$

Por lo tanto, el área mínima que deberían tener las vigas de fundación es de 18,57 cm².

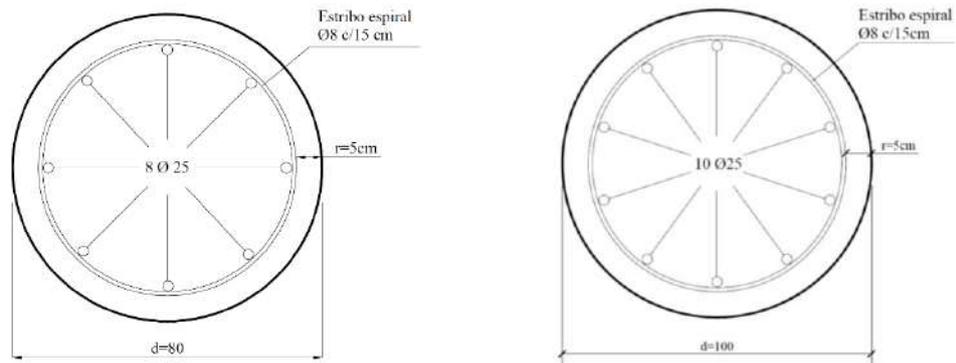
Como se puede observar en Figura 6-5, la viga cuenta con 10 barras del ø16 (20,1 cm²) y 4 del ø8 (2 cm²), por lo que el área total de acero es de 22,1 cm² siendo este mayor al área mínima, por lo tanto, **verifican las vigas de fundación.**

6.4 CONCLUSIONES CIMENTACIONES

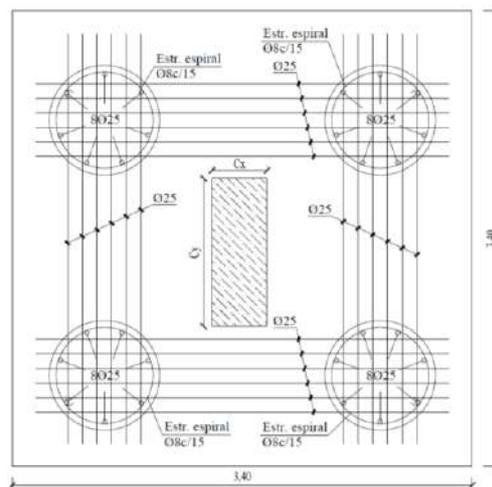
Finalmente, luego de realizar los cálculos y verificaciones para cada uno de los elementos que constituyen las fundaciones considerando los tipos de suelos especificados en este capítulo, el estudio de suelos y la memoria de cálculo, se puede concluir que, pese a que se haya modificado la arquitectura original del edificio, las fundaciones presentes en el sitio continúan cumpliendo su función de asegurar la estabilidad durante la vida útil de la superestructura.

Así, quedan definidos los cabezales, pilotes y vigas de fundación con las siguientes armaduras:

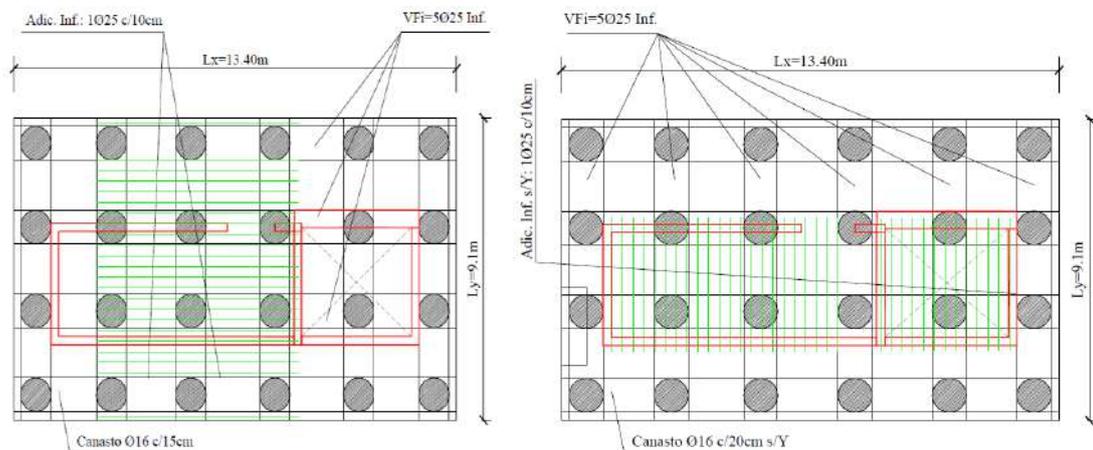
- Pilotes de 80cm y 100cm de diámetro: 8 y 10 barras de ø25 respectivamente como armadura longitudinal y estribos del ø8 c/ 15cm.



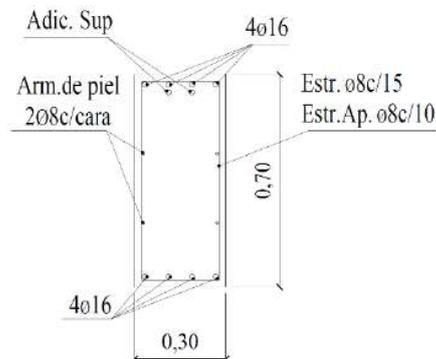
- Cabezales de 4 y 6 pilotes: Canasto del $\phi 10$ c/ 15cm y barras inferiores adicionales del $\phi 25$.



- Cabecial de 24 pilotes correspondiente al sector del ascensor, el bajo recorrido del mismo, la escalera y tabiques: Canasto (del $\phi 16$ c/ 15cm en dirección X y del $\phi 16$ c/ 20cm en dirección Y) con barras adicionales del $\phi 25$ c/ 10cm y vigas interiores con 5 barras de $\phi 25$, 4 barras de $\phi 20$ y estribos del $\phi 10$ c/ 15cm (4 ramas) como armaduras a tracción, a compresión y transversales respectivamente y armadura de piel del $\phi 8$ c/ 20cm.



- Vigas de fundación que conectan todos los cabezales entre sí con 4 barras de $\phi 16$ como armaduras a tracción y compresión. Además, estribos del $\phi 8$ c/ 15cm y 2 barras de $\phi 8$ en cada cara como armadura de piel.



7 EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

7.1 INTRODUCCIÓN

La importancia de identificar el impacto ambiental de un proyecto radica en la necesidad de minimizar los perjuicios y maximizar los beneficios al medio ambiente, a fin de garantizar el uso sustentable de los recursos involucrados y la protección del ambiente, incluyendo tanto los aspectos que hacen a la integridad del medio natural como socio-económico.

La realización de una obra puede tener impactos de diversa índole sobre la naturaleza y, por tanto, sobre la propia sociedad. En esa medida es fundamental:

- Analizar las diferentes interacciones que se pueden producir al implementar, funcionar o cumplir la vida útil del proyecto.
- Prever los diferentes impactos a corto y mediano plazo, acumulados y sinérgicos, directos e indirectos.
- Considerar los diferentes escenarios y alternativas.
- Precisar las diferentes estrategias y medidas de mitigación.

7.2 MARCO TEÓRICO

La evaluación de impacto ambiental (EIA) es el proceso que permite identificar, predecir, evaluar y mitigar los potenciales impactos que un proyecto puede causar al ambiente, en el corto, mediano y largo plazo, previo a la toma de decisión sobre su ejecución.

Para comenzar el estudio, en base a la definición del proyecto base se procede a definir el "entorno" del mismo. Se estudian los factores ambientales en dicho entorno, clima,

suelos, agua, vegetación, fauna, paisaje, ruido, patrimonio cultural, etc., recopilando estos datos sobre un inventario ambiental.

Teniendo en cuenta el relevamiento del sitio de emplazamiento, la descripción del medio físico-natural y socioeconómico, se identifican:

- a) Acciones ambientales susceptibles a producir afectaciones ambientales.
- b) Factores ambientales susceptibles a recibir afectaciones ambientales.

La determinación de acciones permite detallar aquellos efectos más sintomáticos de las mismas, para prever sus consecuencias e identificar los factores que serán más afectados. Para la identificación de acciones, se deben diferenciar los elementos del Proyecto de manera estructurada, atendiendo entre otros a los siguientes aspectos:

- Acciones que modifican el uso del suelo.
- Acciones que generan emisión de contaminantes.
- Acciones que implican sobreexplotación de recursos.
- Acciones que actúan sobre el medio biótico.
- Acciones que conllevan deterioro del paisaje.
- Acciones que repercuten sobre las infraestructuras.
- Acciones que alteran el entorno socio-económico y cultural.

Con la identificación de los factores que serán más afectados, se arma una lista y se organiza en forma de árbol, siempre considerando el inventario ambiental realizado, por niveles de desagregación: subsistemas (físico-natural, socio-económico, núcleos e infraestructura), medios, factores y subfactores (división de los factores en conceptos muy concretos).

En la Figura 7.1 se resume el procedimiento realizado para realizar un Estudio de Impacto Ambiental.

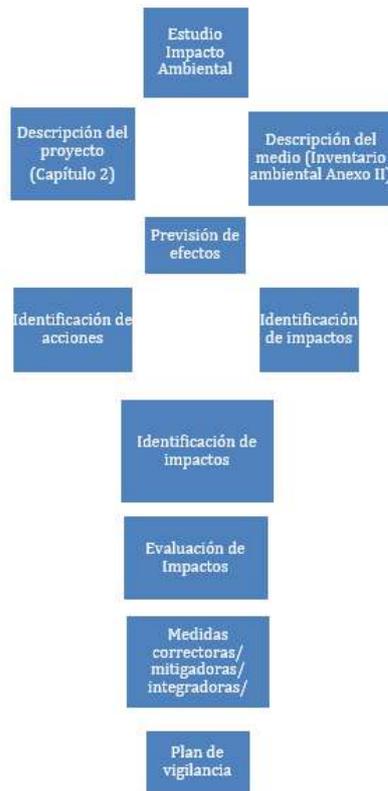


Figura 7.1: Procedimiento para realizar un Estudio de Impacto Ambiental

Los factores identificados deben tener relevancia, ser de fácil identificación, tener localización específica y ser medibles.

Se construye una matriz de impactos cruzando en un cuadro de doble entrada los árboles de acciones y de factores determinados en las tareas anteriores. Se identifican sobre ella los cruces/impactos relevantes: pocos y significativos; luego se procede a reducir la matriz dejando solo los impactos cuantificables, para ser evaluados según la metodología elegida.

7.2.1 EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

Metodología de evaluación de impactos

La metodología de evaluación de impactos ambientales que se ha aplicado en el presente EIA es una modificación de la Matriz de Leopold propuesta por Vicente Conesa-Fernández en su obra "Guía Metodológica para la evaluación del impacto ambiental".

La valorización es de tipo cualitativa y se efectúa a partir de una matriz de impactos que tiene la misma estructura de columnas (acciones impactantes) y filas (factores impactados).

Cada casilla de cruce en la matriz o elemento tipo, dará una idea del efecto de cada acción impactante sobre cada factor ambiental impactado. Al determinarse la importancia del impacto, de cada elemento tipo, se estará construyendo la matriz de importancia.

Los elementos de la matriz de importancia o contenido de una celda, identifican el impacto ambiental generado por una acción simple de una actividad sobre un factor ambiental considerado.

Siguiendo lo expuesto por Vicente-Conesa, se propone que los elementos tipo, o casillas de cruce de la matriz, estarán ocupados por la valoración correspondiente a once características del efecto producido por la acción sobre el factor considerado. Estas once características corresponden a:

Signo:

El signo del impacto hace alusión al carácter benéfico (+) o perjudicial (-) de las distintas acciones que van a actuar sobre los distintos factores considerados.

Intensidad (I):

Este término se refiere al grado de incidencia de la acción sobre el factor ambiental en que actúa. El rango de valoración de la Intensidad está comprendido entre 1 y 12, en donde 12 expresa una destrucción total del factor ambiental y el 1 una afectación mínima. Los valores comprendidos entre estos dos términos reflejan situaciones intermedias.

Extensión (EX):

Se refiere al área de influencia del impacto en relación con el entorno del proyecto (% de área respecto al entorno en que se manifiesta el efecto). Si la acción produce un efecto muy localizado, se considera que el impacto tiene un carácter puntual (1). Si, por el contrario, el efecto no admite una ubicación precisa dentro del entorno del proyecto, teniendo como influencia generalizada en todo el, el impacto será total (8). Las situaciones intermedias, según su graduación, se consideran como impacto parcial (2) y extenso (4).

Momento (MO):

El plazo del manifiesto del impacto alude al tiempo que transcurre entre la aparición de la acción y el comienzo del efecto sobre el factor del medio considerado. Por lo tanto,

cuando el tiempo transcurrido sea nulo, el momento será inmediato, y si es inferior a un año será de corto plazo, asignándole en ambos casos un valor (4). Si el "momento" va de 1 a 5 años se considera medio plazo (2) y finalmente si el efecto tarda en manifestarse más de cinco años es de largo plazo y su valor asignado es de (1).

Persistencia (PE):

Se refiere al tiempo que, supuestamente, permanecería el efecto desde su aparición y, a partir del cual el factor afectado retornaría a las condiciones iniciales previas a la acción por medios naturales o mediante la introducción de medidas correctivas.

Si el impacto dura menos de un año, se considera como fugaz y recibe una clasificación de (1). Si éste dura entre 1 y 10 años es temporal (2); y si el efecto tiene una duración superior a 10 los años, entonces es permanente y se le asigna un valor de (4).

Reversibilidad (RV):

Se refiere a la posibilidad de reconstrucción del factor ambiental afectado por el proyecto, es decir, a la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la acción, por medios naturales. Si es a corto plazo, se le asigna un valor (1), si es a medio plazo (2) y si el efecto es irreversible se le asigna un valor de (4).

Recuperabilidad (MC):

Se refiere a la posibilidad de reconstrucción, parcial o total, del factor ambiental afectado como consecuencia del proyecto, es decir, a la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la acción por medio de la intervención humana. Si el efecto es totalmente recuperable, se le asigna un valor de (1) o (2), según lo sea de manera inmediata o a medio plazo. Si lo es parcialmente, el efecto es mitigable y toma un valor de (4). Cuando es efecto es irreparable (alteración imposible de reparar, tanto por la acción natural, como por la acción humana) se le asigna un valor de (8).

Sinergia (SI):

Este atributo contempla el reforzamiento de dos o más efectos simples. La componente total de la manifestación de los efectos simples, provocados por acciones que actúan simultáneamente, es superior a la que podría esperarse de las acciones cuando ocurrieran individualmente. Cuando la acción actuando sobre un factor, no es sinérgica con otras

acciones que actúan sobre el mismo factor, el atributo toma el valor de (1). Si ésta presenta un sinergismo moderado entonces toma un valor de (2) y si es altamente sinérgico será de (4).

Acumulación (AC):

Este atributo da idea del incremento progresivo de la manifestación del efecto, cuando la acción que lo genera persiste de forma continua o reiterada. Cuando una acción no produce efectos acumulativos (acumulación simple), el efecto se valora como (1). Si el efecto producido es acumulativo el valor se incrementa a (4).

Efecto (EF):

Este atributo se refiere a la relación causa-efecto. El efecto puede ser directo o primario, siendo en este caso la repercusión de la acción consecuencia directa de ésta y tendrá un valor de (4). En el caso de que el efecto no sea consecuencia directa de la acción, se considera como secundario con un valor de (1).

Periodicidad (PR):

Se refiere a la regularidad de manifestación del efecto, bien sea de manera cíclica o recurrente (efecto periódico), de forma impredecible en el tiempo (efecto irregular), o constante en el tiempo (efecto continuo). A los efectos continuos se les asigna un valor (4), a los periódicos (2) y a los de aparición irregular, que deben evaluarse en términos de probabilidad de ocurrencia, y a los discontinuos (1).

Importancia (I):

La importancia del impacto, es decir, la importancia del efecto de una acción sobre el factor ambiental, no debe confundirse con la importancia del factor ambiental afectado.

La importancia se estima de acuerdo a la siguiente expresión:

$$I = + (3I + 2EX + MO + PE + RV + SI + AC + EF + PR + MC)$$

La importancia del impacto calculado con la anterior ecuación puede tomar valores entre 13 y 100.

Los impactos con valores de importancia inferiores a 25 son irrelevantes. Los impactos moderados presentan una importancia entre 25 y 50. Finalmente, los impactos se consideran severos cuando la importancia se encuentra entre 50 y 75 y críticos cuando

ésta rebasa los 75 puntos. En la Figura 7.2 se resumen las características de los impactos anteriormente mencionados.

NATURALEZA		INTENSIDAD - I (Grado de destrucción)	
- Impacto beneficioso	+	- Baja	1
- Impacto perjudicial	-	- Media	2
		- Alta	4
		- Muy alta	8
		- Total	12
EXTENSIÓN - EX (Area de influencia)		MOMENTO (MO) (Plazo de manifestación)	
- Puntual	1	- Largo plazo	1
- Parcial	2	- Medio plazo	2
- Extenso	4	- Inmediato	4
- Total	8	- Crítico	(+4)
- Crítica	(+4)		
PERSISTENCIA - PE (Permanencia del efecto)		REVERSIBILIDAD (RV)	
- Fugaz	1	- Corto plazo	1
- Temporal	2	- Medio plazo	2
- Permanente	4	- Irreversible	4
SINERGIA - SI (Regularidad de la manifestación)		ACUMULACION - AC (Incremento progresivo)	
- Sin sinergismo (simple)	1	- Simple	1
- Sinérgico	2	- Acumulativo	4
- Muy sinérgico	4		
EFEECTO - EF (Relación causa-efecto)		PERIODICIDAD - PR (Regularidad de la manifestación)	
- Indirecto (secundario)	1	- Irregular o no periódico y discontinuo	1
- Directo	4	- Periódico	2
		- Continuo	4
RECUPERABILIDAD - MC (Reconstrucción por medios humanos)		IMPORTANCIA - I :	
- Recuperable de manera inmediata	1	I = + (3I+2EX+MO+PE+RV+SI+AC+EF+PR+MC)	
- Recuperable a medio plazo	2		
- Mitigable	4		
- Irrecuperable	8		

Figura 7.2: Características de los impactos

Se realizan sumas por filas y columnas. Las sumas por filas pueden ser parciales en el sentido de que se pueden realizar por cada fase del proyecto y refleja una idea de los factores ambientales más impactados por las acciones del proyecto en cada una de sus fases. Sobre estos factores se proponen medidas protectoras y un plan de monitoreo de las mismas para disminuir su impacto. La suma por columnas reflejará una idea de cuáles son las acciones más impactantes del proyecto sobre los factores, componentes, sistemas o medios que forman el medio ambiente. Sobre las acciones identificadas como más impactantes se proponen medidas correctoras, mitigantes o integradoras que minimicen el impacto de las mismas.

7.3 RESULTADOS

De acuerdo con el inventario del Anexo IV se identificaron los distintos impactos sobre medio ambiente, incluyendo tanto los aspectos que hacen a la integridad del medio natural como socio-económico.

Los factores identificados fueron:	Las acciones estudiadas fueron:
<u>Dentro del Subsistema Físico-Natural:</u> Nivel de contaminación del aire Nivel de ruido Nivel de polvo Relieve y carácter topográfico Contaminación de suelo y subsuelo Escorrentías Calidad del agua Vegetación autóctona Vegetación implantada Especies y población en general Hábitat de especies silvestres Unidad de paisaje 1: Humedales y dunas Unidad de paisaje 2: Ribera	<u>Etapas de construcción:</u> Desmontes y terraplenes de suelo Excavaciones Desmonte de vegetación Transporte de materiales Separación de material no reutilizable Obrador, obras temporales, cerco perimetral y señalización Edificación
<u>Dentro del Subsistema socio-económico:</u> Educación Empleo Densidad de población Aceptabilidad social del proyecto Valor del suelo rústico Actividades económicas afectadas Densidad de la red viaria Accesibilidad a la isla 132 Riesgo de accidentes Jerarquía de los núcleos	<u>Etapas de funcionamiento:</u> Incremento de la población en la isla 132 Actividades recreativas Actividades económicas Actividades administrativas Generación de residuos sólidos Circulación de vehículos

A continuación, se observa la matriz reducida (Figura 7.3), en la cual se descartaron todos aquellos factores y acciones de los mencionados anteriormente que no tenían interrelación en el caso de estudio, para luego determinar la importancia del impacto de cada elemento según la ecuación de importancia antes mencionada. Las casillas de color verde representan los impactos considerados como positivos, los celestes como compatibles, los amarillos como moderados, los naranjas como severos y los rojos como críticos.

Subfactores		Nivel de contaminación del aire	Nivel de ruido	Nivel de polvo	Relieve y carácter topográfico	Contaminación de suelo y subsuelo	Escorrentías	Calidad del agua	Vegetación autóctona	Especies y población en general	Hábitat de especies silvestres	Unidad de paisaje 1: Humedales y dunas	Unidad de paisaje 2: Ribera	Densidad de población	Aceptabilidad social del proyecto	Valor del suelo rústico	Actividades económicas afectadas	Densidad de la red vial	Accesibilidad a la Isla 132	Riesgo de accidentes	Jerarquía de los núcleos		
FASES	ELEMENTOS	ACCIONES																					
CONSTRUCCIÓN	Movimiento de suelo	Desmontes y terraplenes de suelo	Co	S	S	S	M	M	Co	S	S	M							M				
		Excavaciones	Co	S	S	S	M	M	Co	S	S	M							M				
		Desmonte de vegetación	Co	M	M				S	M	M	S	M										
		Transporte de materiales	M	M	M															M	M	Co	
FUNCIONAMIENTO	Obras	Separación de material no reutilizable				M	M												M	M			
		Obrador, obras temp., cerco perim. y señaliz	Co	Co															Co	Co			
		Edificación	Co	M	M						Co	Co	S	S					Co	Co		P	
FUNCIONAMIENTO	Actividad urbana	Incremento de la población				M				M	M	S	P					S	S	S	P		
		Actividades recreativas				S				M	M	S	P					Co	P	S	P		
		Actividades económicas				Co						M	M					P	P	S	P		
		Actividades administrativas				S						M	M					P	P	S	P		
		Generación de residuos sólidos				S		S		S	S	S	S					Co	Co	S	P		
		Circulación de vehículos				S	S					S	S					Co	Co	S	P		

Figura 7.3: Matriz reducida

Luego de recopilar los valores de importancia en una matriz reducida con valoraciones (Figura 7.4), se establece sobre qué impactos se proponen medidas según el siguiente criterio.

Moderado	$25 < x < 50$
Severo	$50 < x < 75$
Crítico	$75 < x$

Subfactores	Nivel de contaminación del aire	Nivel de ruido	Nivel de polvo	Relieve y carácter topográfico	Contaminación de suelo y subsuelo	Escorrentías	Calidad del agua	Vegetación autóctona	Especies y población en general	Hábitat de especies silvestres	Unidad de paisaje 1: Humedales y dunas	Unidad de paisaje 2: Ribera	Densidad de población	Aceptabilidad social del proyecto	Densidad de la red vial	Accesibilidad a la Isla 132	Riesgo de accidentes
	ACCIONES																
Desmontes y terraplenes de suelo	25	45	52	62	0	36	0	28	24	53	46	48	0	25	0	0	0
Excavaciones	25	45	52	62	0	36	0	28	24	53	46	48	0	25	0	0	0
Desmonte de vegetación	0	22	32	39	0	36	0	37	25	43	46	48	0	0	0	0	0
Transporte de materiales	20	22	30	31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21	16	18
Separación de material no reutilizable	0	0	0	26	49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Obrador, obras temp., cerco perim. y señaliz	0	17	22	0	0	0	0	0	0	0	0	29	0	0	0	0	0
Edificación	23	33	35	41	0	0	0	0	26	33	64	76	18	43	0	0	0
Incremento de la población	28	51	0	0	0	0	27	0	26	39	50	60	70	71	41	53	32
Actividades recreativas	28	49	28	0	0	0	27	24	32	39	50	57	56	60	36	51	27
Actividades económicas	31	35	0	0	0	0	0	0	24	25	50	45	56	68	36	51	27
Actividades administrativas	26	31	0	0	0	0	0	0	0	0	31	35	44	68	30	37	24
Generación de residuos sólidos	34	0	0	0	50	0	55	30	31	54	50	42	0	65	0	0	0
Circulación de vehículos	45	43	28	0	0	0	0	0	24	26	51	50	0	68	53	57	44

Figura 7.4: Matriz reducida con valoraciones

PONDERACIÓN RELATIVA DE FACTORES

Los distintos factores del medio presentan importancias distintas de unos respecto a otros, en cuanto a su mayor o menor contribución a la situación ambiental. Se considera que cada factor representa solo una parte del medio ambiente y es importante contar con un mecanismo según el cual todos ellos se puedan evaluar en conjunto. Por lo tanto, a cada factor se le atribuye un índice ponderal, expresado en Unidades de Importancia Ponderada (UIP) y el valor asignado a cada factor resulta de la distribución relativa de mil unidades asignadas al total de los factores ambientales, tomando como referencia los porcentajes sugeridos por la bibliografía (ver Figura 7.5).

SISTEMA	SUBSISTEMA	COMPONENTE AMBIENTAL	UIP
MEDIO FISICO	M. INERTE	Aire	60
		Clima	60
		Agua	60
		Tierra y suelo Procesos	60
	TOTAL M. INERTE		300
	M. BIOTICO	Vegetación	60
		Fauna	60
		Procesos	60
	TOTAL M. BIOTICO		180
M. PERCEPTUAL	Valor testimonial	20	
	Paisaje intrínseco	20	
	Intervisibilidad	20	
	Componentes singulares	20	
	Recursos científico-culturales	20	
TOTAL M. PERCEPTUAL		100	
TOTAL MEDIO FISICO			580
MEDIO SOCIO-ECONOMICO Y CULTURAL	M. RURAL (USOS)	Recreativo al aire libre	20
		Productivo	20
		Conservación de la naturaleza	20
		Viviario rural Procesos	20
	TOTAL M. RURAL		100
	M. DE NUCLEOS HABITADOS	Estructura de los núcleos	30
		Estructura urbana y equipamientos Infraestructuras y servicios	40
	TOTAL M. NUCLEOS HABITADOS		100
	M. SOCIO CULTURAL	Aspectos culturales	30
		Servicios colectivos	30
Aspectos humanos		30	
Patrimonio histórico y artístico		30	
TOTAL M. SOCIO CULTURAL		120	
M. ECONOMICO	Economía	50	
	Población	50	
TOTAL M. ECONOMICO		100	
TOTAL MEDIO SOCIO-ECONOMICO Y CULTURAL			420
TOTAL MEDIO AMBIENTE AFECTADO			1.000

Figura 7.5: Ponderación de componentes ambientales

Con esto, se estableció una valoración en términos relativos de cada acción impactante sobre el factor impactado, en relación al entorno. Entonces, se calculan las valoraciones relativas y absolutas, resultando de esto las afectaciones por sub-factores y por acciones. A partir de esto, se confecciona la matriz de importancia con sus valoraciones relativas y absolutas, la cual se podrá visualizar en la Figura 7.6.

Además, se observan a continuación los gráficos con los resultados de los factores y acciones más afectados (Figura 7.7 y Figura 7.8 respectivamente).

7.3.1 SÍNTESIS DEL DIAGNÓSTICO DE IMPACTOS

Las afectaciones de mayor importancia son las relacionadas a la etapa de funcionamiento dada la influencia que tiene el edificio y las actividades que albergará sobre su entorno. Entre las acciones que van a impactar en mayor medida sobre el lugar se encuentra el aumento de la densidad de población en la isla y su consecuente crecimiento en la circulación vehicular, debido a las actividades recreativas y económicas que se desarrollan en el sitio.

Por otro lado, entre los sub-factores afectados podemos mencionar en mayor medida a las unidades de paisaje (ribera, humedales y dunas) las cuales forman parte del patrimonio natural que se busca preservar y de la identidad cultural del lugar. Por otra parte, el incremento de la población podría afectar no solo al hábitat de especies, principalmente las aves que fecundan la zona sino también generar un incremento de la densidad en la red viaria, lo que conlleva a embotellamientos en los accesos a la isla.

A continuación, se encuadran las medidas propuestas según el diagnóstico realizado.

MEDIDA DE MITIGACIÓN (Acción: Edificación – Construcción)	
IMPACTO	Molestias a vecinos y peatones por ruidos y vibraciones provocados por equipos mecánicos, circulación de vehículos, martilleos, corte de materiales, entre otros
DEFINICIÓN DE LA MEDIDA	Buenas prácticas durante la construcción
OBJETIVO	Reducir la emisión de ruidos y vibraciones molestos
EFICACIA	Baja
DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA	Creación de un programa de buenas prácticas durante la construcción que incluya: <ul style="list-style-type: none"> - Respetar los horarios de trabajo establecidos por el municipio según zona de obra, ajustando las tareas ruidosas a los horarios permitidos. - En lo posible, generar un sector de trabajo confinado, minimizando la propagación de ruidos hacia el exterior. - Tener en funcionamiento los equipos el tiempo imprescindible para reducir la emisión de ruido.
RESPONSABLES	Constructora

NECESIDADES DE MANTENIMIENTO	Mantenimiento durante la fase de construcción
COSTES DE EJECUCIÓN	No implica costos monetarios, pero requiere un plan de difusión del programa hacia el personal de la construcción

MEDIDA DE COMPENSACIÓN (Subfactor: Unidades de paisaje – Potencial de vistas)	
IMPACTO	Pérdidas de potencial de vistas hacia el río y de identidad del lugar como espacio verde recreativo
DEFINICIÓN DE LA MEDIDA	Mejora del desarrollo económico, comercial y administrativo del área, las cuales serán fuentes generadoras de empleo y atracción al paseo costero
OBJETIVO	Garantizar la compensación del impacto negativo que tiene el desarrollo de las nuevas actividades sobre las unidades de paisaje y potenciales de vistas
EFICACIA	Media
DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA	Finalización de la obra en tiempo y forma; y puesta en marcha de actividades
RESPONSABLES	Contratista y organismos pertinentes
NECESIDADES DE MANTENIMIENTO	Anual
COSTES DE EJECUCIÓN	Costo total de la obra y de puesta en marcha de actividades

MEDIDA DE PREVENCIÓN (Subfactor: Aceptabilidad social del proyecto)	
IMPACTO	Falta de aceptabilidad social del proyecto debido al desarrollo de un proyecto privado de gran magnitud en un espacio de uso público
DEFINICIÓN DE LA MEDIDA	Integración social del proyecto
OBJETIVO	Garantizar la prevención de la disconformidad de la comunidad
EFICACIA	Media

DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA	Se elaborará un plan de difusión e información, dirigido a la comunidad en general y a la autoridad municipal. Esta información contendrá características y datos básicos del Proyecto, tiempos previstos para su ejecución y tratamiento que se dará a las cuestiones más sensibles del Proyecto en el aspecto ambiental.
RESPONSABLES	Contratista
NECESIDADES DE MANTENIMIENTO	Trimestral
COSTES DE EJECUCIÓN	Costo de la gestión de comunicación y difusión

MEDIDA DE MITIGACIÓN (Subfactor: Accesibilidad a la isla y densidad de la red viaria)	
IMPACTO	Alteración de los niveles de servicio (NS) de las calles aledañas al edificio y de la accesibilidad al territorio debido al incremento de la población, actividades y circulación vehicular
DEFINICIÓN DE LA MEDIDA	Plan de nuevo ordenamiento de la red vial teniendo en cuenta el incremento del tránsito vehicular y peatonal
OBJETIVO	Garantizar la accesibilidad al territorio de manera funcional y segura
EFICACIA	Media
DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA	Plan de readecuación de la red viaria, que incluya ordenamiento de accesos vehiculares y peatonales, señalización adecuada y estacionamiento sectorizado en cantidad adecuada
RESPONSABLES	Municipalidad de Neuquén, Secretaría de movilidad urbana, Subsecretaria de tránsito y transporte
NECESIDADES DE MANTENIMIENTO	Mantenimiento continuo
COSTES DE EJECUCIÓN	Costo de personal que ejecutará el nuevo plan y costo del monitoreo

MEDIDA DE INTEGRACIÓN PAISAJÍSTICA (Subfactor: Paisaje Ribereño)	
IMPACTO	Deterioro del paisaje. Pérdida de los atractivos visuales: ribera del río, humedales y dunas
DEFINICIÓN DE LA MEDIDA	Integración Paisajística del proyecto
OBJETIVO	Minimizar los impactos sobre el medio manteniendo la funcionalidad de los ecosistemas. Establecer una continuidad y complementariedad funcional y ecológica con el entorno. Potenciar las vistas y la legibilidad del territorio desde la isla.
EFICACIA	Media
DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA	Elaborar un programa paisajístico desde la Municipalidad que incluya requisitos y parámetros para los propietarios frentistas que garantice extender en sus predios la vegetación autóctona. Programa de monitoreo de la revegetación los espacios remanentes con especies autóctonas en terrenos posteriores a las obras. Implantar pantallas vegetales formadas por especies arbóreas y/o
RESPONSABLES	Municipalidad de Neuquén y Secretaría de medio ambiente
NECESIDADES DE MANTENIMIENTO	Trimestral
COSTES DE EJECUCIÓN	Costo de personal que ejecutará el nuevo plan, costos de difusión y monitoreo

PLAN DE MONITOREO

A continuación, se presenta el plan de monitoreo propuesto el cual incorpora las medidas con plazos para el control y vigilancia medioambiental. Tiene por objeto el seguimiento y revisión de los impactos ambientales generados por el proyecto y el comportamiento y eficacia de las medidas propuestas.

PLAN DE MONITOREO							
Impacto	Medidas	Indicadores	Calendario de control	Responsable	Señal de alerta	Señal de no funcionamiento	Medidas de emergencia
Pérdida de potencial de vistas hacia el río y pérdida de identidad del lugar como espacio verde recreativo	Mejora del desarrollo económico, comercial y administrativo del área, las cuales serán fuentes generadoras de empleo y atracción al paseo costero	Índice de empleo, tasa de concurrencia de personas al sector y encuestas	Mantenimiento semestral durante la etapa de funcionamiento	Municipalidad de Neuquén	Aumento de desempleo, disminución de personas que concurren al lugar y disconformidad de la comunidad	Índice de personas menor al 50%	Diseñar un plan de difusión y nuevos atractivos turísticos
Falta de aceptabilidad social del proyecto debido al desarrollo de un proyecto privado de gran magnitud en un espacio de uso público	Plan de difusión e información	Encuestas a la población acerca de la percepción del desarrollo del proyecto	Mediciones e informes con resultados cada 3 meses	Municipalidad de Neuquén	Disconformidad de la población ante el desarrollo del proyecto	Encuestas con niveles de satisfacción menores al 50%	Recopilación de los requerimientos de la comunidad para un bienestar social ante el proyecto
Alteración de los NS de las calles aledañas al edificio y de la accesibilidad al territorio debido al incremento de la población, actividades y circulación vehicular	Plan de readecuación de la red viaria	Niveles de servicio y tiempos de demora en los accesos	Mediciones diarias e informe mensual	Dirección General de Tránsito y DPVN	Congestionamientos en los accesos y tiempos de demora considerables	Nivel de servicio F y tiempos de demora mayores a 30 minutos	Contratación de banderilleros y readecuación del plan de accesibilidad

*Verificación estructural y evaluación de impacto ambiental del
Edificio Zafiro – Isla 132 – Ciudad de Neuquén*

Deterioro del paisaje. Pérdida de los atractivos visuales: ribera del río, humedales y dunas	Programa de integración paisajística	Porcentaje de revegetación con especies autóctonas en los espacios remanentes	Cuatrimestral	Contratista	Algunas zonas impactadas sin revegetación	Porcentaje de revegetación menor al 10% de espacios remanentes	Implantar vegetación autóctona en el 60% de las zonas baldías y realizar monitoreo al desarrollo de las mismas
Molestias hacia vecinos y peatones por ruidos y vibraciones debidos a equipos mecánicos, circulación de vehículos, martilleos, corte de materiales	Programa de buenas prácticas durante la construcción	Cantidad de quejas recopiladas por medio telefónico o vía mail brindado con exclusivo para quejas y comentarios	Diario	Responsable ambiental de obra	Más de 3 (tres) quejas en un día	2 (dos) quejas en un día	Diseñar un nuevo plan con horarios de ruido y vibraciones a convenir con los vecinos

7.4 CONCLUSIONES

De acuerdo a la magnitud y duración de los impactos, a la sensibilidad ambiental del proyecto, a la sinergia de estos impactos en conjunto con los que provocan los proyectos adyacentes que se desarrollan sobre la Isla 132 y a la significación que tiene para la comunidad en forma directa y a través de su principal actividad recreativa, se puede afirmar que los **impactos son altamente significativos**.

El paisaje es frágil, entendiendo por fragilidad la susceptibilidad al deterioro de sus valores naturales, culturales, visuales y perceptivos.

No es posible predecir la evolución del paisaje adyacente a cada proyecto y a la isla 132 en su totalidad. Además de los efectos sobre el paisaje en sí, se deberían considerar los impactos acumulativos, diferidos en el tiempo y en el espacio, que la suma de proyectos producirá a partir de estas actividades públicas (Centro de Convenciones) y privadas (edificio Zafiro), entre otros.

Debido a lo avanzado de las acciones relativas al proyecto, se han perdido los beneficios de un estudio que acompañara el proyecto desde su inicio. Pese a lo antes mencionado, creemos que el presente estudio tiene medidas de integración realizables con impactos significativamente positivos. Además, podría ser un buen antecedente para que en próximos proyectos se puedan aprovechar las ventajas de que el estudio de impacto ambiental acompañe al diseño desde el principio del proyecto.

8 CONCLUSIONES

Mediante la determinación y el análisis de las cargas actuantes sobre el edificio se logró calcular y verificar la **estructura**. A lo largo de todo el proyecto, se respetaron las premisas del diseño arquitectónico, lo cual llevó a realizar diferentes modelos estructurales (uno con ductilidad limitada y el otro con comportamiento elástico) concluyendo sobre sus implicancias y adoptando el más adecuado para el emplazamiento del edificio.

De lo anterior se pudo concluir que, aunque la reducción del espectro disminuye los esfuerzos producidos en combinaciones sísmicas, los esfuerzos últimos de diseño exigidos por el CIRSOC 103 parte II para asegurarse que la columna no plastifique y las rótulas se produzcan en vigas, nos induce en el cálculo del factor de sobrerresistencia en vigas, el cual da valores altos debido a que la resistencia de las vigas es mucho mayor a la que demanda el sismo, es decir el sismo no es dimensionante para las mismas. Este factor de sobrerresistencia afecta a los esfuerzos últimos y exige no sólo más armadura sino secciones más grandes de columna para conservar el modelo de columna fuerte – viga débil.

Por lo antes expuesto, para el caso de estudio y tomando en consideración que estamos en zona 1 se decidió que es más adecuado asumir un factor de reducción bajo, de $R=1,5$, es decir con

comportamiento elástico, y diseñarse según el Reglamento CIRSOC 201 el cual posee requerimientos aceptables, dado que para $R=3,5$, es decir estructuras con ductilidad limitada, el reglamento tiene requerimientos adicionales para dotar de ductilidad a la estructura sobre todo en uniones viga-columna lo cual nos lleva a un exceso de armadura.

Se logró verificar la capacidad portante del suelo y la resistencia estructural de las **fundaciones** existentes, las cuales resultaron aptas para el proyecto actual, sin necesidad de realizar modificaciones o reforzar las mismas.

En relación a la **evaluación de impacto ambiental** se concluye que debido a lo avanzado de las acciones relativas al proyecto, se han perdido los beneficios de un estudio que acompañara el proyecto desde su inicio sobre todo hacia el factor paisajístico. Pese a lo antes mencionado, consideramos que el presente estudio tiene medidas de integración realizables con impactos significativamente positivos.

En la misma línea, creemos que es importante aprovechar las ventajas de que el estudio de impacto ambiental acompañe al diseño desde el principio del proyecto para poder obtener uno donde puedan integrarse todos los factores que comprende un proyecto de gran envergadura.

9 BIBLIOGRAFÍA Y NORMATIVA

- Reglamento CIRSOC 101 (2005) – Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras
- Reglamento CIRSOC 102 (2005) – Reglamento Argentino de acción del viento sobre las construcciones
- Reglamento CIRSOC 103 (2013) – Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes – Parte I: Construcciones en general
- Reglamento CIRSOC 103 (2005) – Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes – Parte II: Construcciones de Hormigón Armado
- Reglamento CIRSOC 104 (2005) – Reglamento Argentino de acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones
- Reglamento CIRSOC 201 (2005) – Reglamento Argentino de estructuras de hormigón
- Braja M. Das (2001), Principios de Ingeniería de Cimentaciones
- María Graciela Fratelli (1993). Suelos, Fundaciones y Muros
- Artur H. Nilson (2001), Diseño de Estructuras de Concreto
- Ing. Rodolfo Orler e Ing. Hugo Juan Donini (2011). Introducción al cálculo de Hormigón Estructural
- Gomez Orea, Domingo (2003). Evaluación de impacto ambiental. Ediciones Mundi-Prensa, Madrid, Barcelona y México

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO
AMBIENTAL DEL EDIFICIO ZAFIRO – ISLA 132 – CIUDAD DE
NEUQUÉN**

ANEXOS

**FLORENCIA SOFÍA IMPELLIZZERI BONAVENTO
VICTORIA ÁNGELES TORRES**

ante la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Comahue
para acceder al título de

INGENIERA CIVIL

Director: Sergio Paganini
Codirector: Marcelo Bogino

Neuquén, Diciembre 2022

ÍNDICE DE CONTENIDO

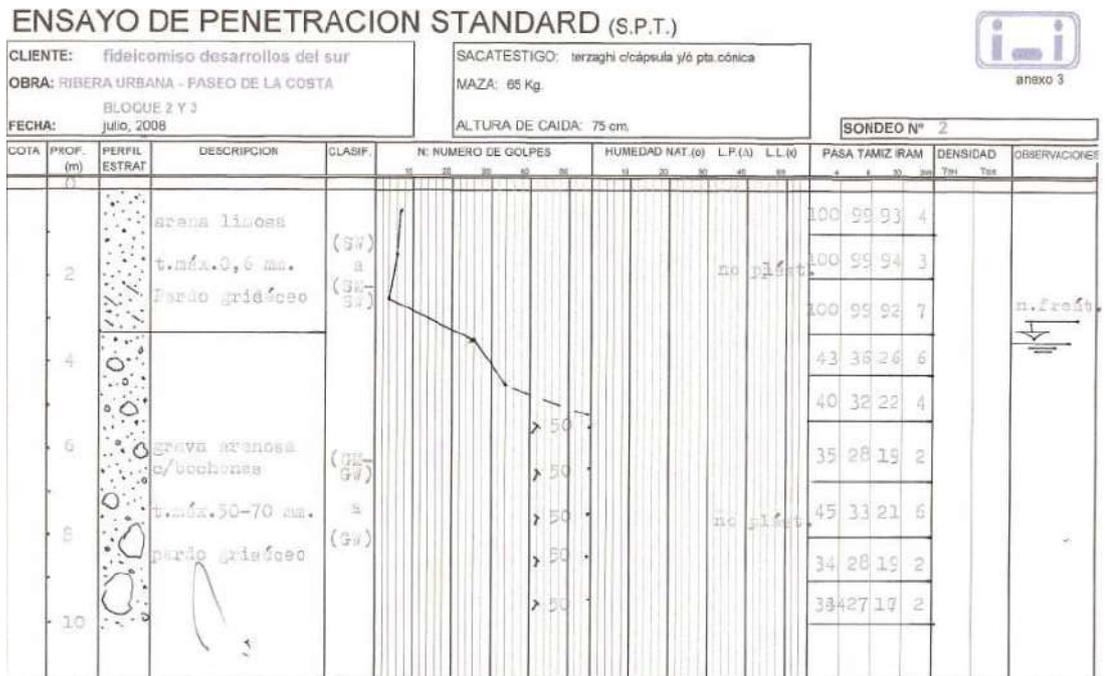
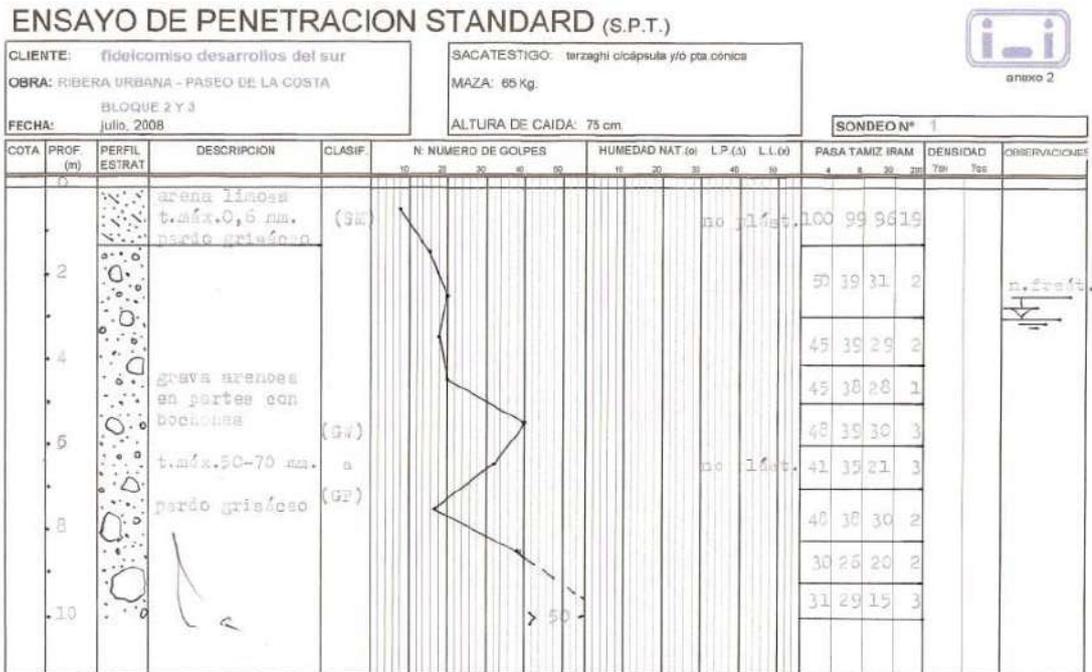
1	ANEXO I – ENSAYOS ESTUDIO DE SUELOS	1
2	ANEXO II – TABLAS DE CARGAS DE NIEVE, VIENTO Y SISMO.....	3
3	ANEXO III – CRITERIOS DE ARMADO DE LOSAS Y VIGAS S/ CIRSOC	
103	– PARTE II.....	8
4	ANEXO IV – INVENTARIO DEL EIA	14
5	ANEXO V – PLANOS.....	41

ÍNDICE DE FIGURAS

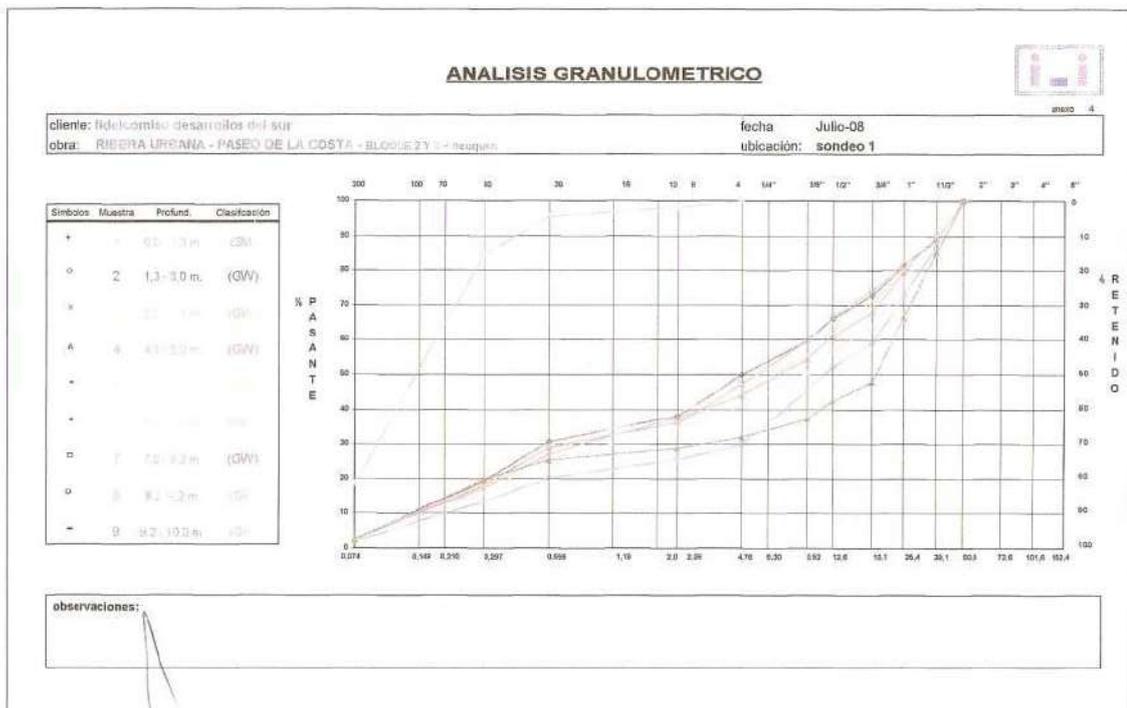
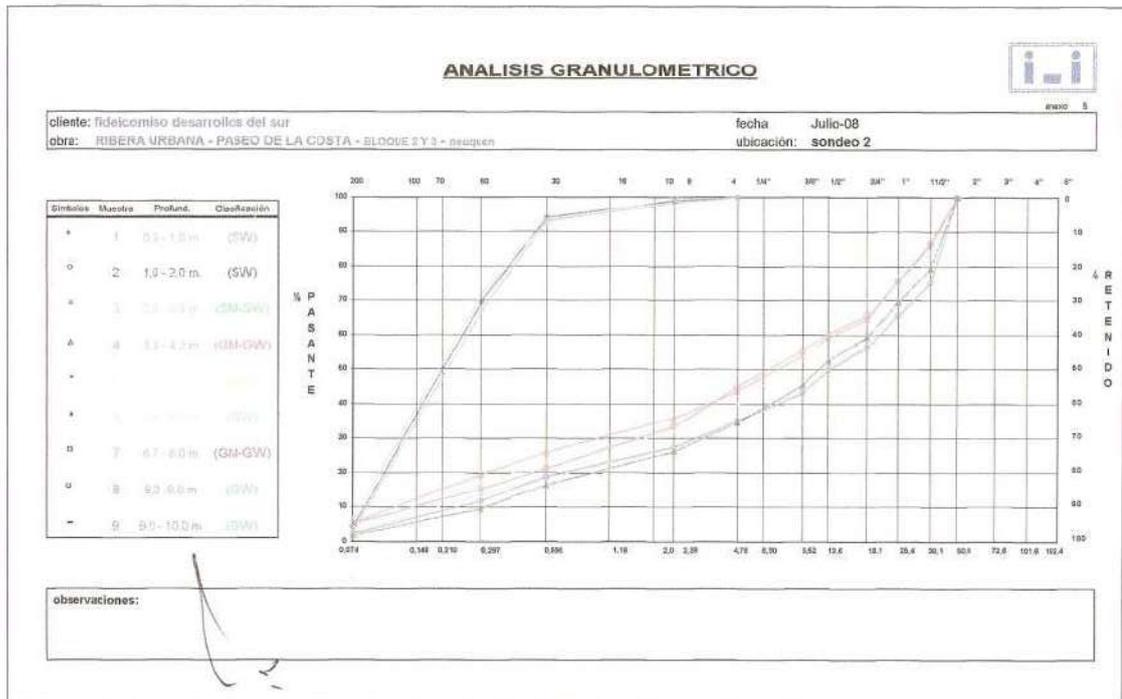
Figura 4.1:	Ubicación del edificio dentro de la Isla 132.....	14
Figura 4.2:	Componentes de la estructura urbana.....	15
Figura 4.3:	Rosa de los vientos de Neuquén.....	18
Figura 4.4:	Rosa de los vientos de Neuquén.....	18
Figura 4.5:	Confluencia de los ríos	19
Figura 4.6:	Cuencas hidrográficas de la provincia de Neuquén	20
Figura 4.7:	Represas hidroeléctricas	20
Figura 4.8:	Arroyo Durán – Área de influencia.....	21
Figura 4.9:	Residuos sólidos.....	22
Figura 4.10:	Fauna de la región	24
Figura 4.11:	Flora de la región.....	26
Figura 4.12:	Sector antropizado.....	27
Figura 4.13:	Sectores naturales	27
Figura 4.14:	Unidades de paisaje.....	28
Figura 4.15:	Usos de suelo – Conservación de la naturaleza.....	29
Figura 4.16:	Gráfico de población	29
Figura 4.17:	Paseo costero – Edificio Zafiro	32
Figura 4.18:	Arterias principales	33
Figura 4.19:	Actuales accesos a la Isla 132	34
Figura 4.20:	Usos de suelo en la Isla 132	38

1 ANEXO I – ENSAYOS ESTUDIO DE SUELOS

Ensayo de Penetración Standard (SPT)



Análisis granulométrico



2 ANEXO II – TABLAS DE CARGAS DE NIEVE, VIENTO Y SISMO

2.1 CARGAS DE NIEVE

Cargas de nieve a nivel del terreno (pg expresado en kN/m²)

Nº	LOCALIDAD	DEPARTAMENTO	HSNM	pg
1	Andacollo	Minas	1415	3,1
2	Chos Malal	Chos Malal	866	2,4
3	Buta Ranquil	Pehuenches	850	2,0
4	El Huecú	Ñorquín	1150	2,5
5	Loncopué	Loncopué	892	2,3
6	Añelo	Añelo	405	0,9
7	Las Lajas	Picunches	710	1,9
8	Zapala	Zapala	1012	1,5
9	Neuquén	Confluencia	265	0,9
10	Aluminé	Aluminé	1260	2,3
11	Las Coloradas	Catán Lil	960	2,0
12	Picún Leufú	Picún Leufú	391	0,9
13	Junín de los Andes	Huiliches	773	2,3
14	Piedra del Aguila	Collón Curá	573	1,4
15	San Martín de los Andes	Lácar	625	2,5
16	Villa la Angostura	Los Lagos	845	2,5



Factor de exposición (Ce) (Tabla 2 del Reglamento CIRSOC 104 – 2005)

Categoría de terreno	Exposición de la cubierta (*)		
	Totalmente expuesta	Parcialmente expuesta	Protegida
A (ver Apéndice A)	N/A	1,1	1,3
B (ver Apéndice A)	0,9	1,0	1,2
C (ver Apéndice A)	0,9	1,0	1,1
D (ver Apéndice A)	0,8	0,9	1,0
Encima de la línea de árboles en áreas montañosas barridas por el viento	0,7	0,8	N/A

La categoría de terreno y las condiciones de exposición de la cubierta elegidas deben ser representativas de las condiciones previstas durante la vida de la estructura. Se debe determinar un factor de exposición para cada cubierta de una estructura.

(*) Definiciones

Cubiertas parcialmente expuestas: Son todas las cubiertas excepto las que se indican a continuación:

Cubiertas totalmente expuestas: Son las cubiertas expuestas en todos sus lados sin la protección (***) aportada por el terreno, por estructuras más altas o por árboles. Las cubiertas que contienen varias piezas grandes de equipo mecánico, parapetos que se extienden por encima de la altura de la carga balanceada de nieve h_b , u otras obstrucciones, no se incluyen en esta categoría.

Cubiertas protegidas: Son las cubiertas ubicadas muy cerca o entre árboles tipo coníferas que califican como obstrucciones.

(***) Las obstrucciones comprendidas en una distancia de **10 h_o** brindan “protección”, siendo h_o la altura de la obstrucción por encima del nivel de la cubierta. Si las únicas obstrucciones son unos pocos árboles de hojas caducas que están sin hojas en invierno, se deberá utilizar la categoría “**cubierta totalmente expuesta**” excepto para terreno de categoría “**A**”. Se hace notar que éstas son alturas por encima de la cubierta. Las alturas utilizadas para establecer las Categorías de Terreno en el Apéndice A son alturas por encima del suelo

N/A No Aplicable

Factor térmico (Tabla 3 del Reglamento CIRSOC 104 – 2005)

Condición Térmica (*)	C_t
Todas las estructuras excepto las que se indican a continuación	1,0
Estructuras mantenidas justo por encima del congelamiento y otras con cubiertas frías ventiladas en las cuales la resistencia térmica, R , entre el espacio ventilado y el espacio calefaccionado sea > 4,4 Km^2/W (Kelvin metro cuadrado por watt)	1,1
Estructuras no calefaccionadas y estructuras intencionalmente mantenidas debajo del punto de congelamiento	1,2
Invernaderos continuamente calefaccionados (***) con una cubierta con resistencia térmica, R , < 0,4 $K m^2/W$ (Kelvin metro cuadrado por watt)	0,85
(*) Estas condiciones deben ser representativas de aquellas previstas para los inviernos durante la vida de la estructura.	
(***) Los invernaderos continuamente calefaccionados son aquellos con una temperatura interior constantemente mantenida de $10^\circ C$ o más, en cualquier punto a 1 m sobre el nivel de piso durante los inviernos y que tengan un asistente de mantenimiento constante, o un sistema de alarma de temperaturas para avisar en caso de falla de la calefacción.	

Factor de importancia (Tabla 4 del Reglamento CIRSOC 104 – 2005)

Categoría *	I
I	0,8
II	1,0
III	1,1
IV	1,2
* Ver Apéndice B	

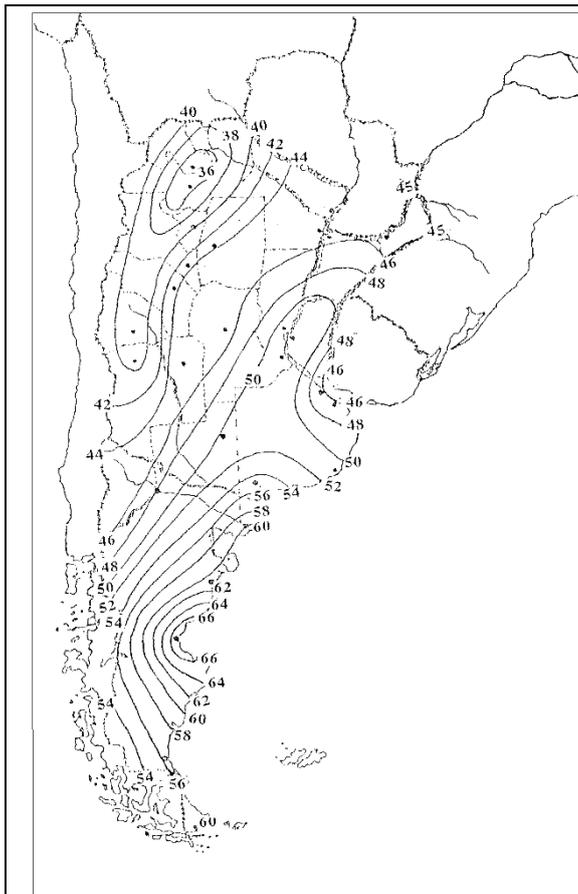
2.2 CARGAS DE VIENTO

Categoría de uso (Tabla A-1 del Reglamento CIRSOC 102 – 2005)

Naturaleza de la ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> ■ Instalaciones Agrícolas. ■ Ciertas instalaciones temporarias. ■ Instalaciones menores para almacenamiento. 	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> ■ Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área. ■ Edificios y otras estructuras para guarderías, escuelas primarias y secundarias con capacidad mayor que 150 personas. ■ Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas. ■ Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 personas para universidades o instalaciones para educación de adultos. ■ Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes, pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia. ■ Instalaciones para cárceles y detenciones. ■ Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV. ■ Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a: <ul style="list-style-type: none"> ■ Instalaciones petroquímicas. ■ Instalaciones para almacenamiento de combustibles. ■ Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos. ■ Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos. 	III

<p>Edificios y otras estructuras equipados con contención secundaria de sustancias tóxicas, explosivas u otras peligrosas (incluyendo, pero no limitado a, tanques de doble pared, receptáculos de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios de contención de derrames o explosiones dentro de los límites de la instalación y prevenir la liberación de cantidades de contaminantes nocivas para el aire, el suelo, el agua freática o superficial) deben clasificarse como estructuras de Categoría II.</p>	
<p>Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitados a:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia. ■ Cuarteles de bomberos, centros de rescate, estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia. ■ Refugios diseñados contra sismos, huracanes y otras emergencias. ■ Centros de comunicaciones y otras instalaciones necesarias para respuestas a emergencias. ■ Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de utilidad pública necesarias en una emergencia. ■ Estructuras auxiliares necesarias para la operación de aquellas de Categoría IV durante una emergencia (incluyendo pero no limitado a torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de refrigeración, estructuras de subestaciones de electricidad, tanques de agua para incendio u otras estructuras de alojamiento o soporte de agua, otros materiales o equipamiento para combatir el fuego. ■ Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia. ■ Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión de agua para combatir incendios. ■ Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional. 	<p>IV</p>

Velocidad básica del viento (Figura 1A del Reglamento CIRSOC 102 – 2005)



Notas:

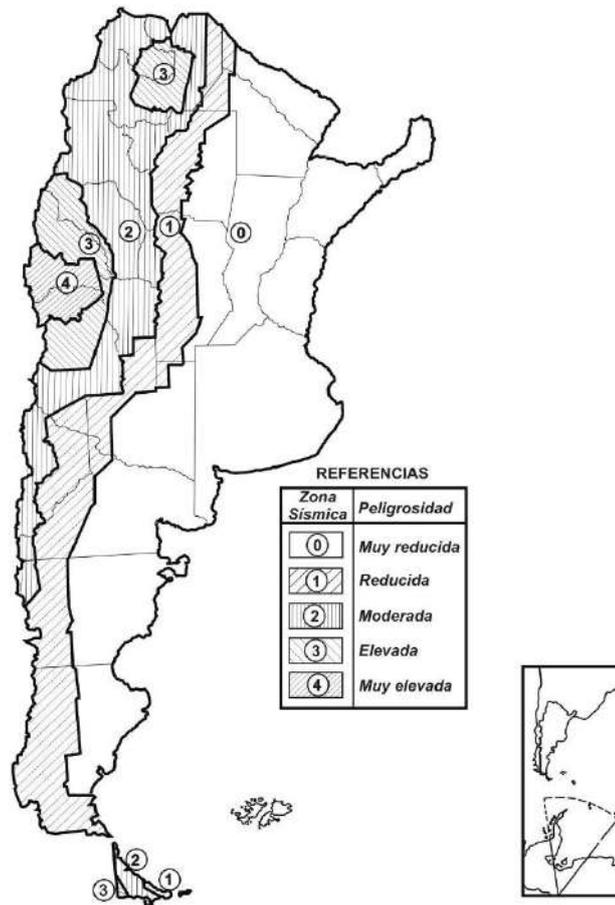
- Los valores se refieren a velocidad de ráfaga de 3 segundos en m/s a 10 m. sobre el terreno para Categoría de Exposición C y están asociadas con una probabilidad anual de 0,02.
- Es aplicable la interpolación lineal entre contornos de velocidades del viento.
- Islas y áreas costeras fuera del último contorno se deben usar este último contorno de velocidad del viento del área costera.

Los terrenos montañosos, quebradas, promontorios marinos y regiones especiales de viento se deben examinar para condiciones inusuales de viento

CIUDAD	V (m/s)
Bahía Blanca	55,0
Bariloche	46,0
Buenos Aires	45,0
Catamarca	43,0
Comodoro Rivadavia	67,5
Córdoba	45,0
Corrientes	46,0
Formosa	45,0
La Plata	46,0
La Rioja	44,0
Mar Del Plata	51,0
Mendoza	39,0
Neuquén	48,0
Paraná	52,0
Posadas	45,0
Rawson	60,0
Resistencia	45,0
Río Gallegos	60,0
Rosario	50,0
Salta	35,0
Santa Fe	51,0
San Juan	40,0
San Luis	45,0
San Miguel De Tucumán	40,0
San Salvador De Jujuy	34,0
Santa Rosa	50,0
Santiago Del Estero	43,0
Ushuaia	60,0
Viedma	60,0

2.3 CARGAS DE SISMO

Zonificación sísmica en la República Argentina (Figura 2.1. del Reglamento CIRSOC 103, Parte I – 2005)



3 ANEXO III – CRITERIOS DE ARMADO DE LOSAS Y VIGAS S/ CIRSOC 103 – PARTE II

Al modelar una estructura con ductilidad limitada se permite trabajar con menores esfuerzos admitiendo mayores deformaciones siendo necesario cumplir con criterios de armado según el reglamento CIRSOC 103 – 2005 Parte II.

A continuación, se mencionan los criterios y limitaciones geométricas tenidas en cuenta en los elementos estructurales (columnas y vigas) al ser diseñados con ductilidad limitada.

3.1 COLUMNAS

- Limitaciones dimensionales (Art. 7.3.3.3)

Las dimensiones de los elementos deberán limitarse de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.3.1.

Para secciones rectangulares con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes, deberá cumplirse:

$$b_c \geq L_n/25 \quad (\text{según 2.3-1})$$

$$h_c \leq 100 b_c^2/L_n \quad (\text{según 2.3-2})$$

$$b_c \geq 200 \text{ mm} \quad (\text{según 2.3-5})$$

Donde:

h_c : Altura de la columna, paralela al eje longitudinal de la viga

b_c : Ancho de columna

L_n : Longitud libre de un elemento

- Armadura longitudinal (Art. 7.3.3.5.1)

La armadura longitudinal en columnas y pilotes deberá cumplir con lo especificado en el artículo 2.3.8.

- a) El área de la armadura longitudinal no será menor que $0,008 \cdot A_g$, el número mínimo de barras longitudinales será de 6 en una disposición circular y 4 en una rectangular:

$$A_{st} \geq 0.008 A_g$$

- b) El área de la armadura longitudinal no será mayor que $18 \cdot A_g/f_y$, excepto en la zona de empalme donde el área no deberá superar $24 \cdot A_g/f_y$.

$$A_{st} \leq 18 A_g/f_y$$

- c) En cualquier fila de barras el diámetro menor de la barra utilizada no deberá ser inferior a $2/3$ del diámetro mayor de la barra utilizada ($2/3 \cdot d_b$):

$$d_{b,mín} \geq 2/3 d_{b,máx}$$

Donde:

A_{st} : Armadura longitudinal total de columna

A_g : Área bruta de la sección transversal

f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal

- Armadura transversal (Art. 7.3.3)
- La separación entre centros de capas de estribos no deberá ser mayor que la menor entre 1/4 de la menor dimensión lateral de la sección transversal y 10 veces el diámetro de la menor barra longitudinal a ser restringida.
 - Cada barra longitudinal o conjunto de barras deberán estar soportadas lateralmente, de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.3.9.1.(b)(iii).
 - Cada barra longitudinal (o conjunto de barras) deberá estar restringida lateralmente por la esquina de un estribo cerrado o por un estribo suplementario de una rama, con excepción de las barras (o conjunto de barras) que se encuentren entre dos barras (o conjunto de barras) lateralmente restringidas por el mismo estribo, cuando la distancia entre las barras (o conjunto de barras) lateralmente restringidas no supere el mayor valor de 1/4 de la dimensión lateral adyacente de la sección transversal o 200 mm.
 - Cuando se utilicen estribos rectangulares con o sin estribos suplementarios de una rama, la armadura transversal requerida en los extremos de la longitud correspondiente a la zona de formación potencial de rótulas plásticas no deberá ser menor que la dada por la expresión (7-12), ni menor que (7-14).

$$A_{sh} = \frac{(1.00 - \rho_t m) s h''}{3.30} \frac{A_g f'_c}{A_c f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} - 0.0065 s h'' \quad (\text{según 7-12})$$

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y}{135 f_{yt}} \frac{s}{6 d_b} \quad (\text{según 7-14})$$

$$\rho_t = A_{st}/A_g$$

$$m = f_y/(0.85 f'_c)$$

Donde:

Ag: Área bruta de la sección transversal

Ac: Área del núcleo confinado de hormigón medida desde el perímetro externo de los estribos

Ast: Armadura longitudinal total de columna

f'c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón

fy: Tensión de fluencia especificada de la armadura transversal

fyt: Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal

Pu: Esfuerzo axial de diseño

F: Factor de reducción de resistencia

h": Altura del núcleo confinado de una sección rectangular

s: Separación de la armadura transversal tomada en dirección paralela al eje longitudinal del elemento

$\sum \cdot A_b$: Suma de las áreas de las barras longitudinales que se encuentran restringidas, por esas ramas, para prevenir el pandeo de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.2.7.(a)

db: Diámetro menor de las barras longitudinales.

3.2 VIGAS

➤ Limitaciones dimensionales (Art. 7.3.3.3)

Las dimensiones de los elementos deberán limitarse de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.2.1.

- a) Para secciones rectangulares, con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes, columnas o ambas, deberá cumplirse:

$$b_w \geq L_n/25 \quad (\text{según 2.2-1})$$

$$h_b \leq 100 b_w^2/L_n \quad (\text{según 2.2-2})$$

- b) Para secciones rectangulares, T, L o I, el ancho mínimo de la zona comprimida no deberá ser menor que 200 mm.

$$b_w \geq 200 \text{ mm} \quad (\text{según 2.2-5})$$

- c) Cuando concurren vigas anchas a columnas, el ancho de la viga que deberá suponerse que resiste las solicitaciones transmitidas por la columna, no deberá ser mayor que el ancho de la columna, más una distancia a cada lado de la columna igual a un cuarto de la altura total de la columna ($h_c/4$) en la dirección considerada.

$$b_w \leq b_c + 0.50 h_c \quad (\text{según 2.2-6})$$

$$b_w \leq 2 b_c \quad (\text{según 2.2-7})$$

Donde:

b_w : Ancho del alma.

L_n : Longitud libre de un elemento.

h_b : Altura de la viga.

h_c : Altura de la columna, paralela al eje longitudinal de la viga.

➤ Armadura Longitudinal (Artículo 7.3.2.4.1.(a))

La armadura longitudinal en vigas deberá cumplir:

En las secciones ubicadas dentro de la zona de formación potencial de rótulas plásticas, el área de la armadura longitudinal superior A'_s deberá ser tal que:

$$\rho' \geq \frac{3}{8} \rho$$

Donde:

ρ' : Cuantía de armadura superior en vigas. E infeieor

ρ : Cuantía de armadura inferior en vigas.

➤ Armadura Longitudinal (Artículo 7.3.2.4.1.(b))

La armadura longitudinal en vigas deberá cumplir con lo especificado en los artículos 2.2.6.(a), (c), (d), y (e):

- a) En cualquier sección de una viga dentro de una zona de formación potencial de rótulas plásticas la cuantía de la armadura traccionada no deberá ser mayor que el menor de los siguientes valores:

$$\rho_w \leq \text{MIN} \left(\frac{f'_c + 10}{6 f'_c}; 0.025 \right) \quad (\text{según 2.2.6.(a)})$$

- b) Para ductilidad limitada no es necesario comprobar la cuantía mínima de armadura comprimida. (2.2.6.(b))

- c) En cualquier sección de una viga la cuantía de la armadura traccionada calculada usando el ancho del alma no será menor que:

$$\rho_w \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \quad (\text{según 2.2.6.(c)})$$

- d) Al menos 1/4 de la mayor de las armaduras longitudinales superiores requeridas en los extremos de vigas deberá continuarse en toda su longitud. Se colocarán al menos 2 barras de diámetro 12 mm de acero ADN 420, como armadura superior e inferior de la viga en toda su longitud. (según 2.2.6.(d))

Donde:

ρ_w : Cuantía de la armadura longitudinal traccionada ($\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$)

f'_c : [MPa] Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

f_y : [MPa] Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal.

➤ Armadura transversal (Artículo 7.3.2.5.(a))

En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en los artículos 2.2.5.(a) y (b), la separación entre centros de estribos a lo largo de cualquier barra longitudinal en compresión a ser restringida para evitar el pandeo no deberá ser mayor que $d/4$ o 10 veces el diámetro de la menor barra longitudinal, siendo d la altura útil de la sección.

➤ Armadura transversal (Artículo 7.3.2.5.(c))

a) Deberán disponerse estribos perpendiculares al eje de la viga de manera que cada barra longitudinal o conjunto de barras en la cara superior e inferior de la viga, estén restringidas para prevenir el pandeo por un codo a 90° de un estribo. Se exceptúan las barras intermedias que estén ubicadas entre dos o más barras que cumplan con el requerimiento anterior y que no disten entre sí más de 200 mm. En el caso en que se utilicen estribos de una rama, deberán anclarse en el núcleo confinado a través de un gancho de 180° de acuerdo con lo establecido en el artículo 7.1.1. del reglamento CIRSOC 201-2005. (2.2.7.(a))

b) En todos los otros aspectos, deberá cumplirse con lo especificado en el art. 2.2.7.

c) El diámetro de los estribos no deberá ser menor que 6 mm de acero ADN 420.

$$d_{bt} \geq 6mm, ADN 420 \quad (\text{según Artículo 2.2.7.(b)})$$

d) El área de la sección de una rama en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal no deberá ser menor que (2.2-10).

$$A_{te} \geq \frac{\sum A_b f_y}{16 f_{yt}} \frac{s}{6 d_b}$$

Donde:

A_{te} : Área de la sección de una rama de estribo.

$\sum A_b$: Suma de las áreas de las barras longitudinales que se encuentran restringidas, por esa rama, para prevenir el pandeo de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.2.7.(a).

f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal.

f_{yt} : Tensión de fluencia especificada de la armadura transversal.

s : Separación de la armadura transversal tomada en dirección paralela al eje longitudinal del elemento.

d_b : Diámetro menor de las barras longitudinales.

➤ Diseño de la armadura transversal de corte (Artículos 2.2.8.3.1.(a) y 2.2.8.3.1.(b))
Para ductilidad limitada fuera de la zona crítica no es necesario comprobar la separación entre armadura transversal.

4 ANEXO IV – INVENTARIO DEL EIA

El objeto del inventario ambiental es proporcionar una caracterización del medio que posteriormente permita establecer los posibles impactos ambientales debidos a la ejecución del proyecto.

4.1 SITUACIÓN ACTUAL Y TENDENCIAL URBANO AMBIENTAL

4.1.1 LOCALIZACIÓN

Como se mencionó en el capítulo 2, el proyecto se extiende sobre la ribera del Río Limay en la ciudad de Neuquén Capital, dentro del Distrito 132.

Sobre una superficie de lote de 27.278 m², se desarrolla un complejo edilicio multifunción que en total suman 58.000 m² de superficie construida dentro del cual se encuentra el Edificio Zafiro.



Figura 4.1: Ubicación del edificio dentro de la Isla 132

El carácter definido para el proyecto incluye las siguientes actividades: equipamientos comercial, administrativo privado, urbano cultural y deportivo recreativo, hotelero, museo, centro de convenciones, parque público y urbano.

4.1.2 CARACTERIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA URBANA DE LA CIUDAD DE NEUQUÉN

El ejido de la ciudad tiene una superficie de unos 100 km² de los cuales tiene urbanizados el 40%.

La estructura espacial de la ciudad presenta una intensa fragmentación debido a la presencia de fuertes barreras que conforman una “trama” sobre la cual se desarrolla la estructura urbana de la ciudad.

Los componentes de esta estructura, correspondientes al medio construido son:

- a) Infraestructura de circulación: el ferrocarril y la RN22 en el sentido oeste-este, y la Avenida Argentina-Olascoaga y la RP7 en sentido norte-sur.
- b) Límites bruscos de zonificación: las barreras están constituidas por los límites de los distritos de producción agrícola e industrial, por los distintos equipamientos especiales tales como aeropuertos, universidad, usina térmica, etc.
- c) Interrupciones de la trama urbana: están dadas por los grandes vacíos urbanos (tierras del ejército al sudoeste (127 has), Isla 132, la chacra ex-tiro federal, tierras privadas vacantes en el sector noroeste), por barreras arquitectónicas, y por cambios bruscos del tejido edilicio. También interrumpen la trama grandes equipamientos urbanos, como la cárcel, los cementerios, las zonas militares, el parque central, etc. Los conjuntos habitacionales no se integran armónicamente a la trama de la ciudad generando fuertes interrupciones de la misma.

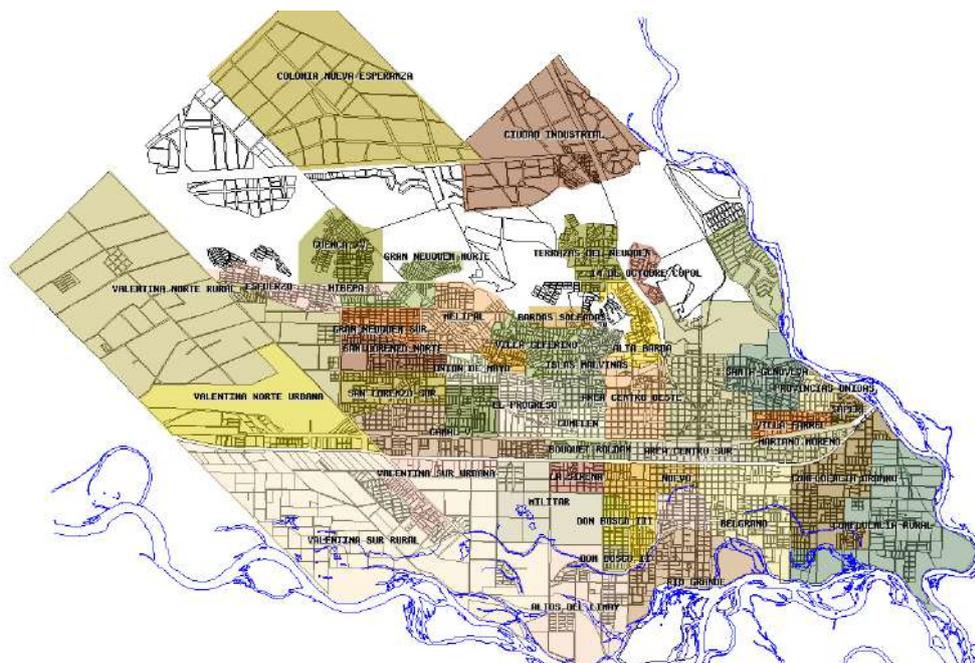


Figura 4.2: Componentes de la estructura urbana

Los componentes de esta estructura, correspondientes al medio natural son:

- I. Frente de barda ubicado al norte de la ciudad
- II. Arroyos Villa María y Durán al sur de la ciudad
- III. Ríos Limay (al sur) y Neuquén (este).

En función de los componentes descritos, se pueden definir los siguientes sectores de la Estructura Urbana:

- Sector noroeste: predominantemente residencial con fuertes interrupciones de la trama producto de los conjuntos habitacionales construidos por el Estado y gran presencia de asentamientos de origen ilegal.
- Sector noreste: predominantemente residencial. Sin presencia de conjuntos habitacionales del Estado.
- Sector Área Central: compuesto por dos claros subsectores, el alto y el bajo con predominio de usos comerciales, administrativos y recreativos.
- Sector corredor este-oeste: servicios industriales, petroleros, urbanos y de ruta.
- Sector sudoeste: predominantemente residencial con una trama discontinua producto del gran vacío urbano generado por las chacras del ejército.
- Sector sudeste: predominantemente residencial.
- Sectores residenciales fuera de la planta urbana continua: conformado por una sumatoria de conjuntos habitacionales construidos al norte, sobre la planicie o meseta, y divididos por la RP7, al noreste sobre la planicie de inundación del Río Neuquén y al sudoeste sobre las terrazas fluviales donde se encuentran las áreas de producción agrícola.
- Sector Norte industrial: definido por el Parque Industrial y el área de servicios.

La situación descrita representa la conformación de una ciudad que sostuvo su crecimiento sin adecuarse a los condicionantes ni las potencialidades que brinda el medio natural, y que se mantuvo con una estructura de ciudad “mediterránea”, tomando como eje de desarrollo físico la orientación de la RN 22 y el FFCC.

Las obras de la central hidroeléctrica de El Chocón, permiten la regulación del caudal de los ríos adyacentes, permitiendo la ocupación de nuevas áreas, antes dejadas de lado por su riesgo de inundación. En este contexto, los terrenos destinados al Paseo de la Costa, se transforman en un espacio de potencialidad, para mejorar la relación de la ciudad con el sistema fluvial que la circunda.

4.1.3 CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA INFLUENCIA

El edificio Zafiro se suma al desarrollo de la Isla 132 junto a otros complejos como el centro de convenciones, entre otros; por lo tanto, propone una influencia que trasciende lo inmediato, alcanzando a toda la ciudad.

En consecuencia, a los efectos de este estudio de impacto, se ha determinado como área de estudio a la Ciudad de Neuquén, como área de influencia al sector comprendido al Master Plan del Paseo de la Costa y como área de afectación directa al polígono comprendido por el borde del río Limay, la Av. Olascoaga, El Chocón y Saturnino Torres.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL MEDIO NATURAL Y SOCIOECONÓMICO

4.2.1 MEDIO BIOFÍSICO

CLIMA

➤ Régimen térmico

El clima de la región es seco y predominantemente frío, con una temperatura media anual de 14° C. Debido a la ausencia de grandes masas de agua en la zona y a la fuerte incidencia de la radiación solar existe una fuerte variación térmica (una gran diferencia entre las temperaturas mínimas y máximas), llegando hasta los 30° de diferencia. La temperatura media en los meses invernales es de aproximadamente 7° C (la mínima es de -4° C), y en los estivales de 20° C (la máxima alcanza los 40°).

➤ Régimen pluviométrico

La media anual de precipitaciones es de alrededor de 200 mm, con mayor intensidad y frecuencia de lluvias en otoño e invierno, ocasionalmente en primavera. El déficit hídrico anual es de 400 a 550 mm, con un exceso de agua anual nulo. Las precipitaciones nivas suceden a fines del otoño y durante el invierno, aunque hay años en que suelen ocurrir a principios de la primavera.

➤ Régimen de vientos

Los vientos en Neuquén son fuertes y persistentes, con una velocidad media anual de 12 km/hora, presenta mayores velocidades en verano, promedios entre 15-16 km/hora, y menores velocidades en invierno, entre 8 a 10 km/hora, excluyendo las calmas que corresponden a 22 % de las observaciones. Como puede apreciarse en la Figura 4.3, los vientos provienen principalmente del Oeste.

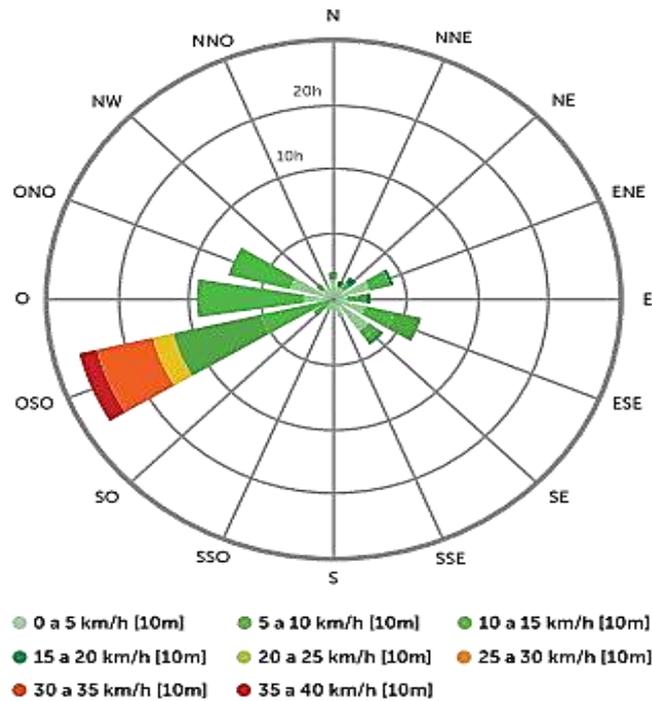


Figura 4.3: Rosa de los vientos de Neuquén

➤ Humedad

La humedad atmosférica se ubica en un 40-50% de promedio anual, con diferencia estacional del 30% en verano y 60% en invierno. El cielo se presenta generalmente despejado en unos 150 días al año y cubierto en los días restantes.

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Temperatura media (°C)	25,1	23,5	20	15	10,5	7,4	6,7	8,8	12	15,6	19,8	23,2
Temperatura mín (°C)	18,3	17,2	14,3	10	6,4	3,5	2,5	3,9	6,3	9,7	13,2	16,4
Temperatura máx (°C)	31,8	30,1	26,2	20,7	15,5	12,4	11,9	14,6	18,1	21,9	26,5	30
Precipitación (mm)	13	19	21	23	27	21	17	14	21	30	19	14
Humedad (%)	26	33	40	49	61	64	63	55	44	39	29	26
Días lluviosos (días)	2	2	2	2	4	3	2	3	3	3	2	2

Figura 4.4: Rosa de los vientos de Neuquén

HIDROLOGÍA

La provincia de Neuquén cuenta con cinco cuencas hidrográficas que poseen una gran cantidad de ríos y lagos donde, a pesar de ello, la mayor parte de la superficie es árida. Los ríos Limay y Neuquén pertenecen a dos de las principales cuencas de la provincia y recorren de oeste a este la misma, desembocando en la cuenca del Río Negro. En la Figura 4.5 se puede ver la confluencia de estos ríos.



Figura 4.5: Confluencia de los ríos

Los 33 ríos neuquinos poseen un régimen de doble crecida, en primavera y verano, por el derretimiento de las nieves y por las lluvias.

En la geografía neuquina tiene veintisiete lagos, de los cuales, gran cantidad son de origen tectónico glaciario en la zona sur.

El río Limay es el de mayor caudal de la provincia y los volúmenes aportados por su cuenca son aprovechados para producción de energía eléctrica y regulación de caudales, por medio de un complejo de presas.

A continuación, se enlistan las cuencas que se observan en la Figura 4.6.

- Cuenca del Río Limay
 - Principales afluentes: Lago Nahuel Huapi, ríos Traful, Collón Curá, Sañico y Picún Leufú. Desemboca en el Río Negro y luego en el Atlántico.
- Cuenca del Río Neuquén
 - Afluentes: ríos Agrio, Pichi Neuquén, Varvarco, Guañacos, Lileo, Nahueve, Reñileivú, Trocoman, Curi Leivu y Covunco.
- Cuenca del Río Colorado
 - Principal afluente: Río Barrancas.
- Cuenca del Lago Lácar
 - Afluentes: ríos Pocahullo, Grande, Culebra, Quechuquina, Pucará y sus aguas desembocan en el océano Pacífico a través del río Hua Hum.

- Cuenca de Añelo
 - Cuenca endorreica, es decir sin salida al océano.

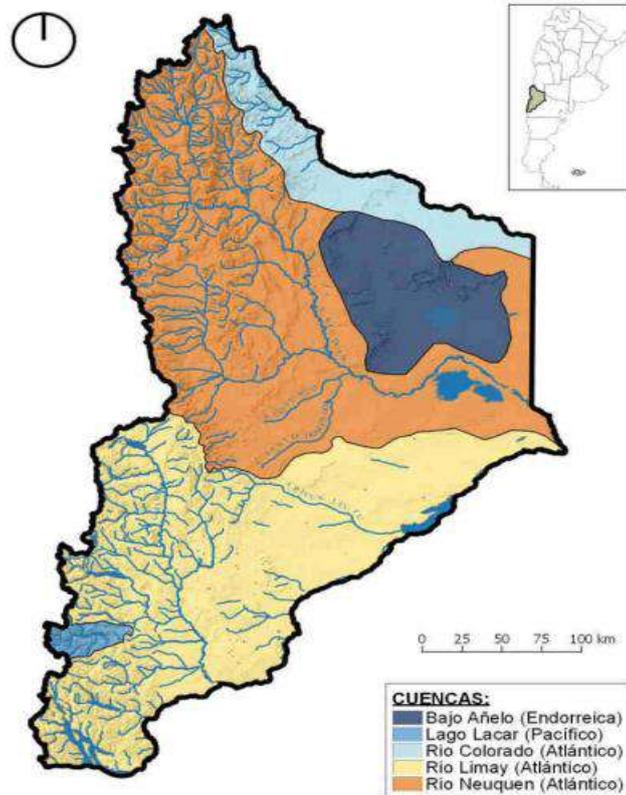


Figura 4.6: Cuencas hidrográficas de la provincia de Neuquén

Dado que el lago Nahuel Huapi se encuentra a una altitud de 764 msnm, se han instalado sobre el cauce del Limay las represas hidroeléctricas de Alicurá, Piedra del Águila, Pichi Picún Leufú, El Chocón y Arroyito.



Figura 4.7: Represas hidroeléctricas

AGUAS SUPERFICIALES Y SUBTERRÁNEAS

El arroyo Durán es un cauce de agua natural que atraviesa la zona sur de la ciudad de Neuquén de oeste a este a lo largo de 10 kilómetros. Pasa por cinco barrios y desemboca en el río Limay. Recibe la descarga del 80% de los pluviales de la capital y de varias conexiones clandestinas de desagotes cloacales.

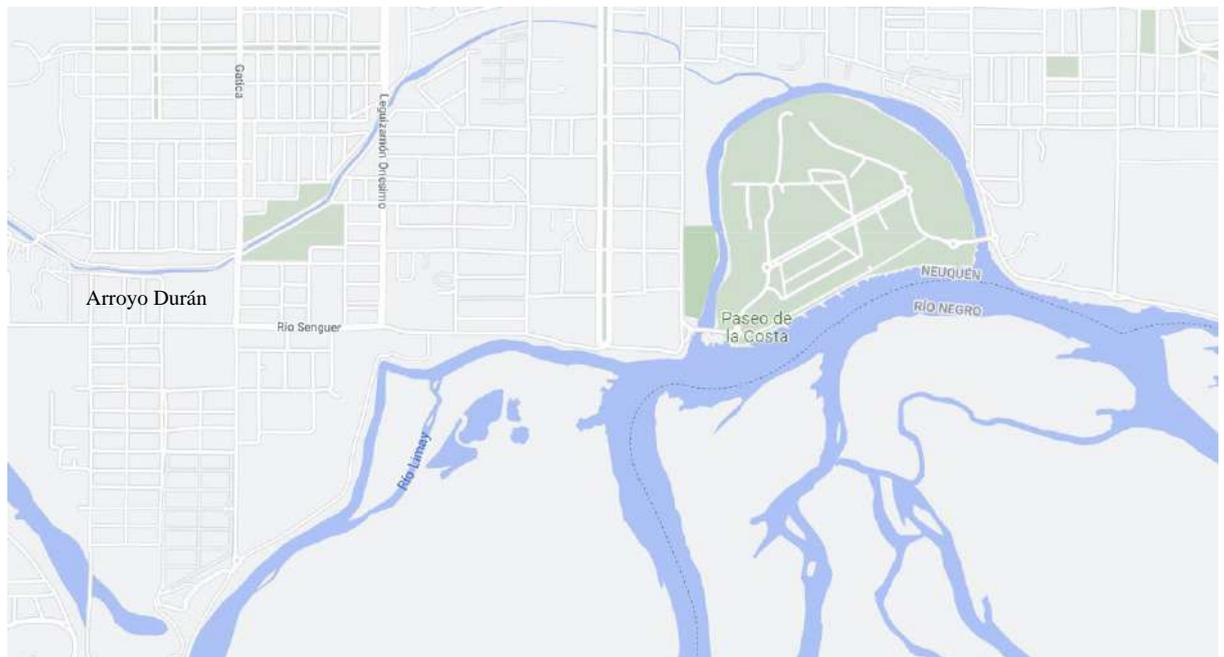


Figura 4.8: Arroyo Durán – Área de influencia

CONTAMINACIÓN

Calidad de agua

Debido a que el Proyecto en cuestión trata fundamentalmente de edificios de alojamiento turístico y oficinas, no existe almacenamiento de efluentes líquidos, ya que los mismos se descargan a la red cloacal.

Las actividades comerciales que puedan generar efluentes líquidos especiales, tales como: restaurantes, confiterías, bares, etc., tendrán las instalaciones de tratamiento correspondientes con el fin de cumplir con la legislación vigente en la materia. La descarga de estos efluentes líquidos se realizará a través de la red cloacal existente.

Por otra parte, es de público conocimiento que los vertidos cloacales a los ríos Limay y Neuquén van en aumento, como así también la evolución de los residuos domiciliarios con la explosión inmobiliaria en la zona Confluencia y otros puntos de la provincia.

Residuos sólidos

En cuanto su composición, para el área residencial, los residuos contendrán materia orgánica proveniente de alimentos, plásticos, vidrios, papel, cartón, metales, textiles, etc. Para el uso comercial, los residuos serán embalajes de cartón corrugado, telgopor, madera, film de polietileno, etc.

Para el uso de oficinas, en los residuos predominará el papel y otros derechos de papelería. En la zona habrá, debido al tránsito de personas, residuos generados en la vía pública como: latas de aluminio, envases Pet, papeles, bolsas de polietileno, etc.

Por otro lado, y debido a la gran cantidad de productos reciclables que contendrán los residuos de la zona, que provendrán de actividades comerciales y de servicios, se propone la participación del conjunto edilicio en programas de reciclaje de residuos en la medida en que la Municipalidad de Neuquén, considere conveniente este tipo de gestión.

	Actividad	Población del Proyecto en cada área *1	Tasa de generación per cápita	Producción diaria máxima estimada
1	En áreas con actividades residenciales	852	0,826	703,75
2	En áreas comerciales	3.400	1,004	3.413.60
	Total			4.117.35
	Expresado en las llamadas "bolsas de consorcio" aprox. 20 k. x bolsa			205

Figura 4.9: Residuos sólidos

Los residuos semisólidos que puedan generarse provendrán exclusivamente de cámaras de decantación en restaurantes, confiterías, etc., y se almacenarán en las cámaras hasta su retiro por empresas autorizadas para su disposición final o destrucción.

La operación de residuos interna al Proyecto se realizará por medio de un responsable, que concentrará diariamente los residuos en contenedores cerrados con tren rodante, en un recinto especialmente diseñado para esa función. Este responsable, en los horarios acordados con la empresa prestataria del servicio de recolección, colocará estos contenedores en un área interna al predio en las cercanías de las vías de acceso, también en un lugar apto para alojamiento de los contenedores. Ambos lugares mencionados serán higienizados diariamente y desinsectados semanalmente.

En la consulta con funcionarios municipales, se manifestó la intención de implementar a corto plazo, experiencias de separación en origen de materiales potencialmente reciclables. En este, caso la acumulación será diferenciada por tipo, y los contenedores concentradores de los distintos productos, serán identificados de acuerdo a la normativa y directivas que oportunamente se establezcan en la materia.

GEOMORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA – SUELO

El territorio del ejido puede dividirse en dos grandes unidades ambientales: la meseta y el valle.

La meseta propiamente dicha es una planicie ubicada entre los 300 y los 350 m.s.n.m. Constituye el remanente de planicies aluviales antiguas elevadas y está compuesta de gravas con cementación calcárea. La altura máxima del ejido está ubicada en ella y alcanza 374 m.s.n.m. al norte del barrio Bardas Soleadas. El borde de esta meseta se encuentra parcialmente disectada por cauces secos, llamados locamente *cañadones*, por donde escurre el agua durante las eventuales lluvias intensas.

En su transición hacia el valle, presenta una escarpa de erosión o frente libre, llamada *barda*, donde se pueden apreciar la estratificación del Grupo Neuquén y un talud o cono de detritos provenientes de la erosión eólica e hídrica. Esta unidad tiene un desnivel de entre 50 y 60 metros. El pedimento o piedemonte constituye una zona de pendiente hacia el valle donde tienen lugar procesos de transporte de sedimentos productos de la meteorización del Grupo Neuquén. Predominan los materiales gruesos o arenosos en las zonas de mayor pendiente; y finos o arcillosos, en las de menor pendiente.

La segunda unidad es el valle de los ríos compuesto por depósitos fluviales, que a su vez se puede dividir en: la *llanura aluvial subreciente*, una amplia faja central con la red de espiras de meandros colmados, con muy pocos cauces con nula funcionalidad y alta acción antrópica de nivelación; y, la *llanura aluvial reciente*, la zona más cercana al río constituida por bancos, islas, riberas inundables y depósitos de albardones estabilizados tras la regulación de los caudales de los ríos. El punto más bajo del ejido es la rivera de la confluencia con cota 257 m.s.n.m.

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO EN EL SITIO DE ESTUDIO

Las principales características del suelo en la zona a fundar se encuentran descritas en el Capítulo 2 – Antecedentes – Estudio de suelos y en el Anexo II del presente Proyecto Integrador Profesional.

FLORA Y FAUNA

En la isla habitan más de 40 especies como la garza, el biguá, maca, patos, gallaretas, cuervillos de cañada y otros. También se pueden encontrar aves terrestres que buscan alimento en el ambiente ribereño. Tanto en sus costas boscosas como en las áreas

arbustivas, las mismas encuentran un espacio natural que les permite refugiarse, alimentarse y anidar. En la Figura 4.10 se aprecian las imágenes de algunas de las aves descritas a continuación.



Figura 4.10: Fauna de la región

Aves de ambiente terrestre

Carpintero real: Habita en zonas desde el norte de nuestro país hasta Río Negro. Es un ave que se alimenta principalmente en los troncos, capturando insectos, gusanos, larvas y hormigas. Ocasionalmente también lo hace en el piso. Es de carácter arisco, no dejando que se le acerquen. El ambiente en el que se encuentra son arboledas naturales o barrancos que él mismo escarba. Allí suele anidar. El macho alimenta a la hembra mientras ella incuba los huevos (de 3 a 4). Presentan dimorfismo sexual, es decir el macho presenta una mancha en su pómulo de color rojo mientras que en la hembra es negra.

Currinche: Se encuentra desde el norte de nuestro país hasta Río Negro, o excepción de las zonas cordilleranas. Ave migradora, se encuentra presente en nuestro país en época (proveniente del hemisferio norte). Habita ambientes arbustivos de pastizales y bosques en galería. Se suele posar en lugares visibles a la espera de insectos que captura al vuelo. El macho presenta un plumaje llamativo, mientras que la hembra es de un color gris parduzco, debido principalmente a la necesidad de pasar desapercibida al momento de incubar. Construyen sus nidos en arbustos y a baja altura contra el tronco, de manera de que se confundan con la corteza.

Jote cabeza colorada: Esta especie habita a lo largo y ancho de nuestro país. Solo o en parejas, se caracteriza por utilizar las corrientes de aire para planear durante largos periodos de tiempo en busca de alimento (principalmente carroña, que detecta debido a su aguda visión y su sentido del olfato). Por ello, suele volar a una altura suficientemente baja como para detectar los gases producidos por la descomposición de los animales muertos. Es un ave grande, de plumaje marrón oscuro o negro; llama la atención su cabeza y su cuello que no poseen plumas y son de color púrpura-rojo. Su pico es corto, ganchudo, y color marfil. Nidifica en huecos o cavidades de paredones, bardas y en el suelo. Cuando siente amenazado su nido, antes de huir utiliza como medio de defensa la regurgitación de su alimento.

Tijereta: Este ave habita desde el norte del país hasta el sur de la provincia de Río Negro. Llega a nuestra región durante la primavera, en parejas o grupos. Se alimentan principalmente de insectos que cazan al vuelo o toman del suelo sin posarse. Se caracteriza por poseer una cola bifurcada extremadamente larga, que en los machos puede significar de 2 a 3 veces la longitud del cuerpo, mientras que en las hembras es un poco más corta, lo que hace que sea la única diferencia entre ambos sexos. Construyen su nido en forma de taza, hecho de lana y ramitas, ubicado en lo alto de un arbusto o árbol, y es posible de ver a simple vista.

Pico de Plata: Habita desde la zona norte de nuestro país hasta la provincia de Santa Cruz. Es un ave que vive en ambientes acuáticos o sus cercanías, nidifica en matas de pastos y juncos. De carácter solitario, llega a nuestra zona en la época de primavera y permanece hasta comienzos del mes de marzo. El macho es enteramente negro con plumas blancas (primarias) en las alas y en la piel alrededor de los ojos es amarillento, lo que causa un fuerte contraste de colores. La hembra, es parda y amarronada con estrías. Los jóvenes poseen el plumaje de la hembra hasta su edad adulta.

Aves de ambiente acuáticos

Garza Blanca: Es un ave que puede convivir con otras especies de garzas y habita en todos los ambientes acuáticos de nuestro país. Se caracteriza por su porte esbelto, luciendo un largo cuello que, en general, mantiene replegado en forma de “S”. Su plumaje es enteramente blanco, suave y abundante. Posee un pico largo y afilado; sus patas también son largas. Se caracteriza por su vuelo lento. Se alimenta de peces, ranas, crustáceos e

insectos, que captura gracias a rápidos movimientos de su cabeza. Nidifica en ambientes acuáticos (juncales), y la incubación es compartida entre hembras y machos.

Biguá: Habita en todos los ambientes acuáticos de nuestro país. En la provincia se localiza principalmente en la subcuenca del río Neuquén. Estas aves suelen observarse posadas sobre ramas o rocas que sobresalen del agua, algunas veces con las alas extendidas para secarse (porque no poseen desarrolladas las glándulas uropígeas que les permitirían impermeabilizar el plumaje). Se alimentan de peces que capturan lanzándose en picada hacia el agua. Suelen recorrer los cursos de los ríos con vuelos de baja altura.

Con respecto a la flora en la isla, los humedales ribereños forman bosques de Gran importancia ecológica y paisajística, los cuales aparecen en toda la Ribera Norte y están compuestos por Sauces (Colorado, mimbre, llorón y eléctrico), Álamos común y plateado, pino, olivillo, fresnos y olmos. Entre los arbustos se observan tamariscos y yaoyín. Esta es una zona de inundación, por lo cual las especies herbáceas se encuentran representadas por plantas terrestres y acuáticas como: pelo de chanco, pichana, totora y cortadera. Los bosques ribereños son un ecosistema especial que se encuentra en una estrecha franja discontinua que acompaña a los cursos de agua permanentes en zonas áridas y semiáridas en la Patagonia.



Figura 4.11: Flora de la región

4.2.2 MEDIO PERCEPTUAL

UNIDADES DE PAISAJE

El paisaje está determinado por una zona natural y sectores intervenidos por el hombre. El paisaje natural es característico de la ribera del río Limay, el cual tiene gran valor cultural dado que forma parte de la identidad de la ciudad de Neuquén. Por otra parte, el sector antropizado (Figura 4.12), está conformado por un paseo costero, actividades comerciales, complejos de oficinas, residenciales y de hotelería.



Figura 4.12: Sector antropizado

El paisaje natural (Figura 4.13) constituye el principal patrimonio a preservar dada su fragilidad.



Figura 4.13: Sectores naturales

Distintas unidades ambientales (Figura 4.14) conviven en la isla que alterna estepa, dunas, humedales o bañados, riberas y márgenes de canal, que son una pequeña muestra de la estructura del paisaje característico de la zona y por esta razón deben ser recuperadas y/o conservadas.

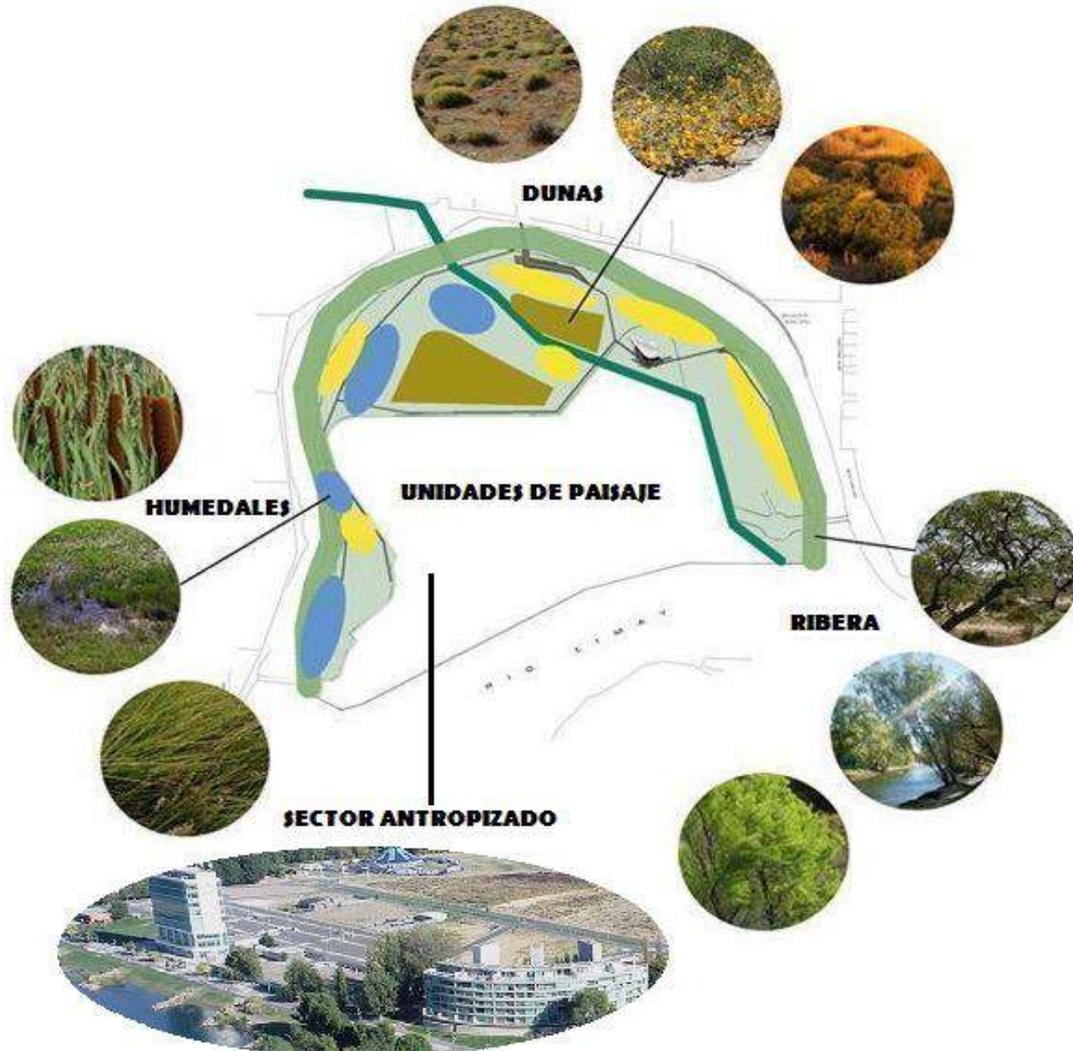


Figura 4.14: Unidades de paisaje

Existen zonas protegidas dentro de la isla como reserva natural de importancia para la vida silvestre, flora y fauna, y con rasgos geológicos de especial interés que es protegida, con fines de conservación y de proveer oportunidades de investigación y de educación.

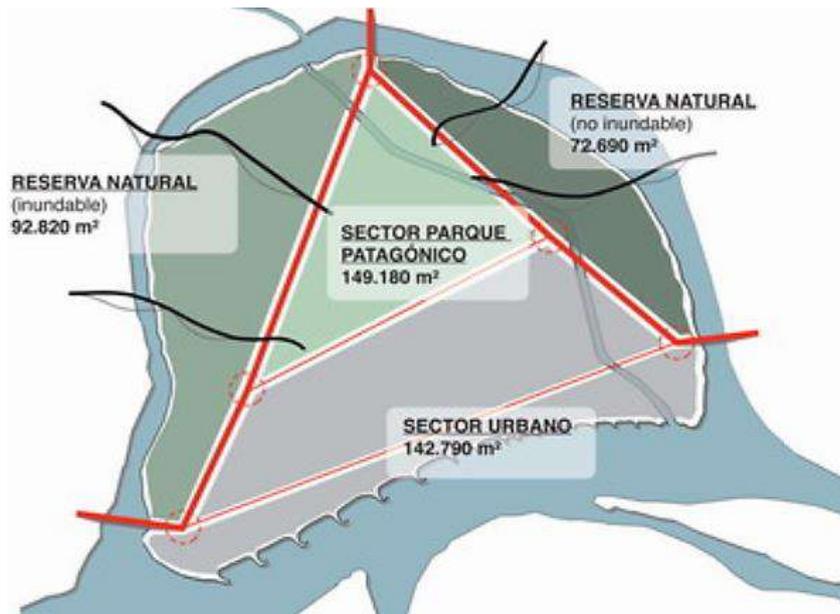


Figura 4.15: Usos de suelo – Conservación de la naturaleza

4.2.3 COMPONENTES SOCIOECONÓMICOS

Los datos del último censo de 2010 indican una población de 23.780 hab. pero se realizaron estimaciones para el año 2021. El último censo fue realizado en el año 2022, pero los resultados del mismo estarán disponibles para el próximo año por lo que no se cuenta con datos más actualizados.



Figura 4.16: Gráfico de población

Fuente: Dirección Provincial de Estadística y Censos de la Provincia del Neuquén

En cuanto a la desocupación, esta llegaba en 2008 a un 5,4 %, siendo una de las mejor ubicadas dentro del país.

En lo que respecta a la distribución geográfica de las distintas clases sociales en la ciudad se pueden distinguir algunas características:

- Los sectores mejor posicionados se ubican en barrios cerrados como el "Rincón Club de Campo" o el "Comahue Golf Club", así como también en importantes casas y departamentos del "alto" (al norte de la ciudad, situado en el casco céntrico) o en propiedades cercanas al río Limay.
- En una buena parte de la ciudad prevalecen las viviendas de clase media trabajadora.
- En sectores aislados del sur de Neuquén y en cada vez mayores áreas del oeste se ven crecer zonas de asentamientos ilegales de familias en tierras fiscales, denominadas localmente *tomas*, donde se hallan casillas muy humildes. En estos lugares hay serios problemas de servicios públicos, y en muchas ocasiones son inexistentes.
- Alrededor del aeropuerto (oeste de la ciudad) se sitúan las chacras. Los habitantes de las mismas no tienen un nivel socioeconómico establecido, debido a que en algunas propiedades viven terratenientes del valle que son dueños de grandes empresas de frutas, otros son microemprendedores, y por último algunos solo subsisten de lo que sus cultivos les brindan sin tener grandes ingresos por la venta de fruta (generalmente porque no tienen terrenos de gran extensión y los mismos son trabajados de forma artesanal).

ECONOMÍA

La industria petrolera desarrollada en las planicies cercanas a la ciudad genera en ella el asentamiento de oficinas de las empresas y la aparición de distintos comercios dedicados a la venta de insumos o servicios para dicha actividad.

También la zona de chacras permitió el desarrollo de la industria frutícola, donde se producen manzanas, peras y uvas. Las dos primeras, además de abastecer el mercado local y nacional, se exportan congeladas al Mercosur, Estados Unidos y Europa.

ACTIVIDADES Y RELACIONES ECONÓMICAS

Recreación y turismo

Neuquén ofrece una oferta variada de actividades recreativas. Se pueden nombrar los espectáculos culturales callejeros de la zona céntrica durante los fines de semana, donde además se encuentran algunas salas de teatro y el Cine Español, un verdadero clásico de la ciudad. Es posible visitar también uno de los dos centros comerciales que cuentan con diversos entretenimientos.

Existen distintos circuitos turísticos y puntos panorámicos de la ciudad, como el Balcón del Valle o la Plaza de las Banderas, que brindan escenarios interesantes para los amantes del avistaje o la fotografía. Uno de los paseos típicos es recorrer durante el fin de semana la feria de artesanos frente a la catedral, ubicada sobre la Avenida Argentina, que permanece cerrada al tránsito vehicular.

En épocas de verano se realizan variados tipos de deportes náuticos, en las zonas de balnearios del Río Limay, así como también la pesca. Está muy difundida sobre todo la modalidad de pesca con mosca. Es común observar en los cauces que rodean a la ciudad grupos de pequeñas embarcaciones como kayaks y canoas paseando.

En los suburbios del norte de la ciudad se ubican bodegas relativamente jóvenes, que promueven el turismo del vino en la zona. En las mismas, se utilizan especies introducidas en terrenos poco convencionales para ellas, que son mantenidos mediante riego artificial. En Neuquén hay una buena oferta y disponibilidad hotelera, producto de ser una zona de paso de turistas que van hacia la cordillera de los Andes y, en los últimos años, se está convirtiendo en un destino turístico de mayor importancia a nivel nacional; además se organizan en la ciudad congresos y reuniones empresariales que precisan de estas instalaciones.

La ciudad muestra una agitada vida nocturna, que se complementa con la oferta de la vecina Cipolletti. La zona céntrica presenta variadas opciones en cuanto a restaurantes y pubs, mientras que hacia el sector de los balnearios del Río Limay se encuentran boliches y bares que trabajan durante toda la madrugada los fines de semana y feriados.

USOS DEL SUELO RÚSTICO

Se pueden reconocer usos recreativos al aire libre y de conservación natural alrededor de toda la ciudad, descriptos a continuación.

Parques

Además de las variadas plazas distribuidas por toda la ciudad, esta cuenta con cinco grandes parques/paseos distribuidos en los diferentes puntos cardinales.

- Parque Norte
- Parque Este
- Parque Oeste
- Parque Central
- Parque Sur o Paseo de la Costa:

Este último es el parque donde se emplaza el edificio Zafiro (Figura 4.17). En el mismo, en constante crecimiento, se realizan distintos deportes acuáticos y además es muy frecuentado para cualquier tipo de recreación y deportes al aire libre. Durante el verano es la sede de la fiesta de la confluencia, un gran evento donde participan músicos regionales, nacionales e internacionales. Por todo esto la zona se presta a foco turístico y presenta variadas opciones en cuanto a restaurantes y bares, que provocan un constante flujo de personas.



Figura 4.17: Paseo costero – Edificio Zafiro

DENSIDAD DE LA RED VIAL Y ACCESIBILIDAD

La zona de afectación va a estar enmarcada por las calles troncales, la mayor parte de ellas asfaltadas hasta el mismo río, como Gatica, Olascoaga, Linares, Tronador y Obrero Argentino (Figura 4.18).

El área de emplazamiento del proyecto se comunica con el centro de la ciudad principalmente mediante 5 arterias en dirección Norte-Sur.

- Av. Olascoaga
- Calle Río Negro
- Calle Tierra del Fuego
- Calle Bahía Blanca
- Calle Int. Linares

En dirección Este-Oeste, surgen como canalizadoras principales de flujos las siguientes arterias:

- Multitrocha RN 22
- Av. Copahue
- Av. El Chocón



Figura 4.18: Arterias principales

Además, en la actualidad, existen solo dos accesos a la isla. Al Oeste, el correspondiente a la calle Río Negro y al Este, ingreso por calle Int. Linares que se observan en la siguiente imagen (Figura 4.19).

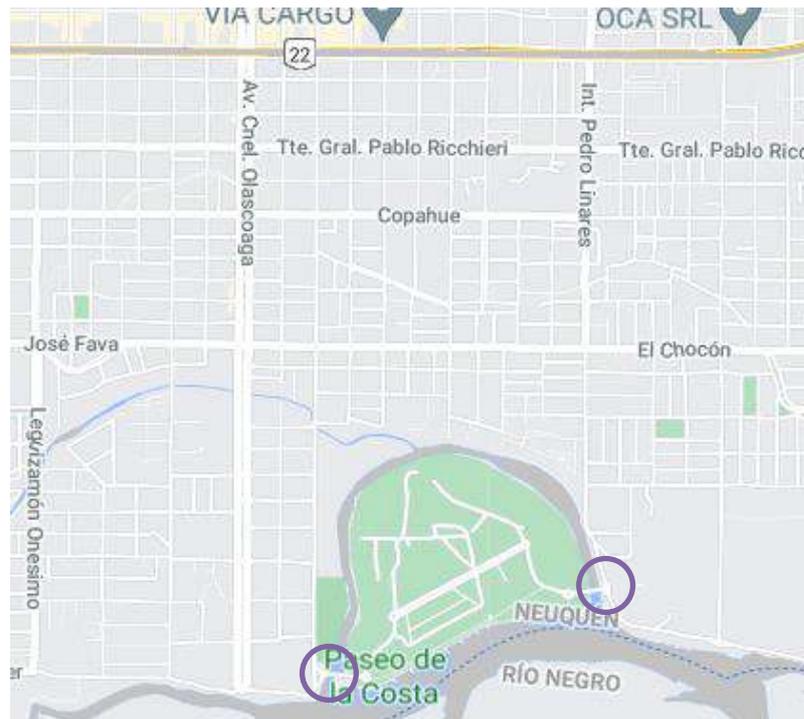


Figura 4.19: Actuales accesos a la Isla 132

Respecto a los ítems anteriores, no existen censos recientes de volúmenes de tránsito, pero podemos concluir (de acuerdo al estudio del año 2007 y al incremento del tránsito en los últimos años) que el desarrollo del conjunto de proyectos planificados para la isla 132 provocarán un aumento de tránsito de por lo menos el 30% respecto al volumen actual por lo que éste ítem, y en particular los accesos, serán evaluados de manera particular en la matriz de impactos.

Sin embargo, con el avance en la materialización del proyecto de urbanización del área costera, se están llevando a cabo proyectos de planificación de cruces adicionales, que permita reorientar al tránsito demandante, brindando la capacidad suficiente.

EQUIPAMIENTO SANITARIO

La ciudad tiene una cobertura del 80% del servicio de cloaca y de casi el 98% de agua potable. Sin embargo, el déficit se acentúa en el tratamiento de los efluentes colectados, previo a su volcamiento en aguas del río Limay, el cual es el elemento principal del entorno del proyecto. En la actualidad la planta existente sobre calle Tronador, compuesta por tres módulos, tiene capacidad para tratar aproximadamente 24.000 m³/día de efluente cloacal, equivalente al generado por 80.000 habitantes. Dado que la planta actual recibe 55.000 m³/día de efluente cloacal (equivalente al generado por 160.000 habitantes), debe

volcar aproximadamente un 50% del efluente ingresado crudo sin ningún tipo de procesamiento al cuerpo receptor.

La implementación de la ampliación de los módulos 4, 5, 6, 7, 8 y 9, permitirá el tratamiento de la totalidad del efluente cloacal generado actualmente, e inclusive el proyectado para el año 2012 para 270.000 habitantes y que se estima en 72.000 m³/día. Por otra parte, CORDINEU S.E., como unidad de gestión desarrolladora del Master Plan, ha evaluado los volcamientos generados por los nuevos usos incorporados al sector de territorio que regula y ha desarrollado las obras de infraestructura necesarias para satisfacer la demanda.

SERVICIOS DE RED

El área de influencia del proyecto cuenta con provisión de todos los servicios en los sectores urbanizados, y provisión de energía eléctrica, en las zonas rurales o con actividades agropecuarias.

RECOLECCIÓN DE RESIDUOS

La generación de residuos sólidos urbanos per cápita suele ser un claro indicador de los niveles de consumo. Sin embargo, a pesar de la pujanza económica de la ciudad, cada habitante produce diariamente medio kilo de basura y, en total, la recolección promedio anual que ingresa al centro de disposición final de residuos sólidos urbanos es de 66.059 toneladas, cantidad que aumentó con el correr de los años y se elevó en seis años, a un 14,3 por ciento.

Este indicador contrasta con el de otras ciudades, que, en épocas de crecimiento económico, superan el 1Kg. de basura diaria por habitante y puede atribuirse a diferentes factores: acciones de recuperación informal de residuos, reducción de volúmenes en los envases y alta disparidad en el poder adquisitivo de los diferentes sectores sociales.

La recolección es domiciliaria, 6 días a la semana, y se encuentra concesionada a la empresa CLIBA.

La disposición final de todos los residuos recolectados se realiza en un basural a Cielo Abierto, ubicado en las afueras de la ciudad.

El área del proyecto, a partir de la habilitación de los usos propuestos, deberá incorporarse a alguno de los recorridos establecidos para la recolección de residuos, en el entorno ya urbanizado.

EDUCACIÓN

El proyecto en estudio, no incluye como actividad propuesta la de vivienda permanente, por lo que puede enunciarse que no produce impactos sobre el equipamiento educativo del sector urbano estudiado.

SALUD

El sistema de salud de la ciudad de Neuquén, cuenta con 3 hospitales públicos, 4 clínicas privadas, 1 hospital perteneciente a una Obra Social y 15 centros de salud, con un total de 815 camas disponibles. El sistema público cuenta con 503 médicos, que atienden un promedio de 738.836 consultas anuales.

Las estadísticas expuestas, denotan un indicador que alcanza poco más de 400 camas cada 100.000 habitantes, similar al promedio nacional y que, en comparación con los indicadores brindados por los Organismos internacionales sobre países desarrollados, se encuentra en una posición intermedia.

En este contexto, y a partir del análisis efectuado de incremento de población en relación al proyecto, puede afirmarse que el sistema actual, no tendría inconvenientes en abastecer la nueva demanda generada.

ESTRUCTURA URBANA

Morfología

La zona de influencia presenta una morfología edilicia de construcciones bajas, de uno o dos pisos de altura implantadas sobre el damero tradicional.

Las construcciones tienden a implantarse en los perímetros de las manzanas, dejando libres los centros de las mismas, con excepción de algunos edificios destinados a equipamientos, actividades secundarias o por la presencia de conjuntos habitacionales.

La mancha urbana que se desarrolla a partir de las Av. Olascoaga y El Chocón, tiene sus hechos característicos en las interrupciones producidas por los accidentes naturales (presencia del curso de agua del Arroyo Durán y del brazo del río Limay).

Dentro de la isla el proyecto se implanta con una morfología imponente, completando el desarrollo lineal del paseo costero. En conjunto con el edificio Vista conforman los edificios en altura más importantes de la costa y le darán al espacio un gran corte y jerarquía.

Proyectos urbanos previstos en el área

La ciudad de Neuquén, tiene una dinámica muy asociada a su desarrollo económico, y a los proyectos de inversión pública y privada. En este momento, tiene un especial énfasis el desarrollo del proyecto del Centro de Convenciones, debido al flujo peatonal y vehicular que provocará.

USOS DE SUELO

La zona adyacente a la Isla 132 se encuentra compuesta por tres tipos de usos de suelo claramente definidos: urbano, rural y áreas vacantes.

- Uso urbano: se observa un amanzanamiento con uso residencial, comercial y mixto, en forma de cuadrícula con una ocupación por lote que alcanza una densidad media a baja, con edificios y viviendas que no superan las dos plantas, equipamiento como escuelas, centros periféricos de asistencia social, organizaciones gubernamentales y religiosas, centros de reunión política y empresa privada dedicada a la construcción de viviendas premoldeadas. Como infraestructura territorial: caminos, calles principales y secundarias, en su mayor parte de tierra consolidada, edificios de plantas impulsoras de agua y edificios de tratamiento de líquidos cloacales. El paisaje se completa con la presencia de clubes de servicios, los que en su mayoría se encuentran en la ribera de los ríos Limay y Neuquén.
- Uso rural: Se observa un reducido número de explotaciones que llegan a la orilla del río Limay, aunque la extensión más importante aparece en la zona de la Confluencia. La mayoría corresponden a pequeñas explotaciones de frutales. La zona se encuentra en un proceso permanente de cambio, sobre todo el destino de las tierras rurales al uso urbano.
- Sin uso o usos indefinidos: En general corresponden a terrenos fiscales o privados en los que no se ha desarrollado una actividad concreta o permanente. Aparecen como tierras abandonadas donde la vegetación natural o secundaria tiene presencia masiva. En estos terrenos se han podido observar depósitos de basura y otros elementos.

Por otra parte, de manera más específica, dentro de la Isla 132 se encuentran proyectados los siguientes usos de suelo.

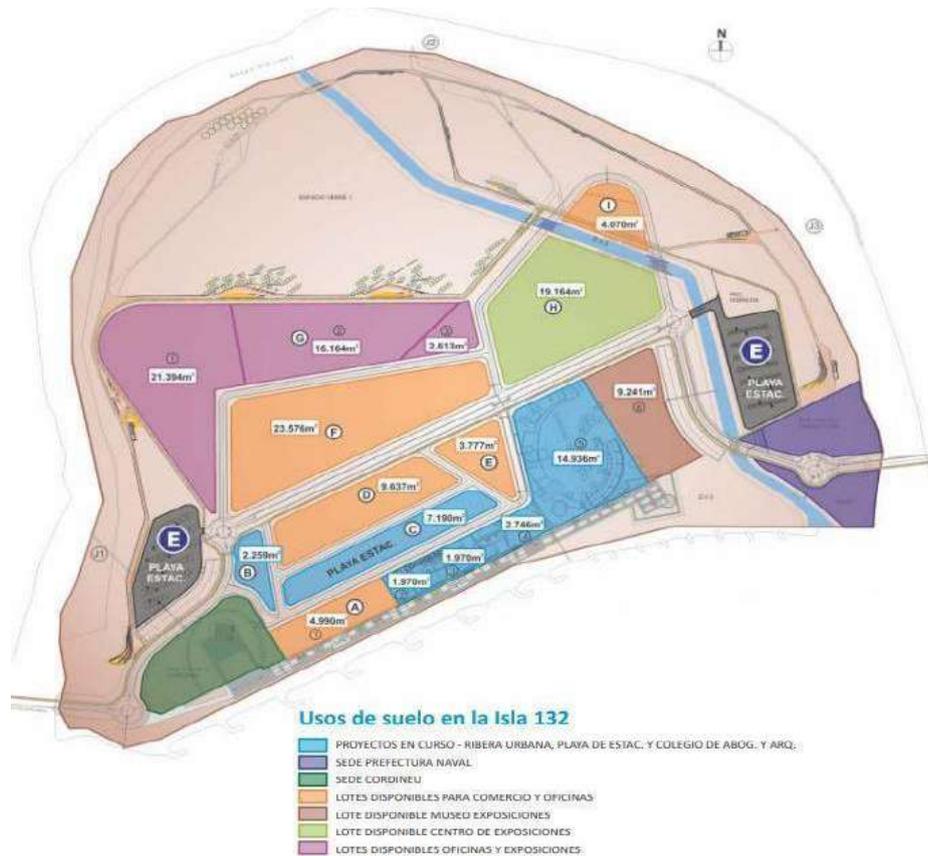


Figura 4.20: Usos de suelo en la Isla 132

El plan urbano ambiental, en su Bloque Temático N°1, determinó para el área de la Isla, la zonificación PR1, “Parque Ribereño sector Isla 132”, estableciendo un área de reserva para usos públicos.

Posteriormente, el Master Plan del Paseo de la Costa, determina una nueva zonificación, aprobada por la Ordenanza N°10.010, denominando al sector como Distrito 132, con una serie de subzonas interiores:

CAPITULO II, DISTRITO 132 – Isla 132

ARTÍCULO 63°): Directrices urbanísticas – El Distrito 132 queda destinado a la localización de equipamiento comercial, hotelero, administrativo privado, urbano cultural, deportivo recreativo parque público y urbano.

ARTÍCULO 64°): Zonificación – El Distrito 132 se divide en las siguientes Zonas, conforme el Anexo III, según la localización y uso predominante:

Zona 132-1: Administrativa.

Zona 132-1a: Emplazamiento de la sede de CORDINEU S.E.

Zona 132-2: Comercial y equipamiento hotelero.

Zona 132-3: Equipamiento cultural, equipamiento recreativo y esparcimiento.

Zona 132-4: Equipamiento deportivo social.

Zona 132-5: Urbanización Parque Natural.

Zona 132-6: Recreativa deportiva costera y balneario.

Zona 132-7: Recreativa deportiva costera y balneario público.

4.3 MARCO LEGAL - Legislación y Regulación Urbano-Ambiental

A continuación, se enlistan las normativas vigentes que aplican al presente Estudio de Impacto Ambiental a nivel nacional, provincial y municipal.

Normativa de aplicación Nacional

- La Constitución Nacional consagra el derecho al ambiente en su Art. 41 donde dice: “Todos los habitantes gozan del derecho a un ambiente sano, equilibrado, apto para el desarrollo humano y para que las actividades productivas satisfagan las necesidades presentes sin comprometer las de las generaciones futuras; y tienen el deber de preservarlo”.
- Aplicación de la Ley Provincial N°1875, Anexo IV - Desmontes de coberturas vegetales de espacios naturales en áreas de hasta 5 has; Complejos edilicios de menos de 3 has.
- Aplicación de la Ley Nacional N°25743 - Protección del patrimonio arqueológico y paleontológico.
- Ordenanza 8059 - Sistema de Planificación Municipal para la implementación del Plan Urbano Ambiental (PUA) de la ciudad de Neuquén.
- Ordenanza 8201 - Bloque Temático N°1 - Usos y ocupación del suelo.
- Ordenanza 8320/98 – Bloque Temático N°2 – Control ambiental de las actividades.

Otras normas de aplicación en las zonas ribereñas

- Ley 23.919 (B.O.: 24/4/91) Aprobación de la Convención sobre Conservación de los humedales.
- Ley 24.375 (B.O.: 6/10/94) Aprobación del Convenio sobre la Diversidad Biológica.

- Ley 24.051 (B.O.: 17/1/91) y Decreto reglamentario 831/93 Residuos Peligrosos.
- Decreto Nacional 674/98 Vertidos residuales.
- Decreto 999/92 Marco regulatorio para la prestación de servicios de agua potable y desagües cloacales.
- Ley 18.711 (B.O.: 17/6/70) Misiones, funciones y jurisdicciones territoriales de la Gendarmería Nacional, Prefectura Naval Argentina y Policía Federal.

Normativa de aplicación Provincial

- Ley N°1284 de Procedimiento Administrativo
- Ley N°1875 Ley (T.O. 2267) de Preservación, Conservación, Defensa y Mejoramiento del Ambiente
- Decreto N°2656/99 (Reglamentación de la Ley N°2.267) de Preservación, Conservación, Defensa y Mejoramiento del Ambiente
- Ley N°2183: de Servidumbre por daños ambientales
- Ley N°1.303: de Creación del Ente Provincial de Energía del Neuquén (EPEN).
- Ley N°1.347: de adhesión a la Ley Nacional sobre Uso y Conservación del Suelo (Ley 22.428).
- Ley N°1.651: aprueba el "Tratado de la Creación de la Autoridad Interjurisdiccional de las Cuencas de los Ríos Limay, Neuquén y Negro" (AIC).
- Ley N°2.032: Ratifica el Pacto Legislativo Ambiental Patagónico.
- Ley N°2.178: de Adhesión a la Ley Nacional de Tránsito (Ley N°24.449) y su Decreto Regl. N°779/95.
- Decreto N°1.944/95: de aprobación del Convenio de Adhesión al Programa de Desarrollo Institucional Ambiental, entre la Pcia. de Neuquén y la Secretaría de Recursos Naturales y Ambiente Humano de la Nación.
- Decreto N°1.131/96: de Creación del Comité Provincial de Medio Ambiente.
- Decreto N°763/97: de Declaración de Emergencia Ambiental Provincial.
- Disposición Dirección Provincial de Catastro N°70/92: de Mensura de Tierras Rurales y Subrurales.
- Disposición Subsecretaría de Obras y Servicios Públicos N°214//94: de Emprendimientos fuera de Ejidos Municipales.

Normativa Ambiental y Urbanística Municipal

- ORDENANZA 2129 /95 NEUQ. Carta orgánica
- ORDENANZA 8033/97 NEUQ. Código de faltas municipal
- ORDENANZA 8059/97 NEUQ Sistema de Planificación Municipal para la implementación del Plan Urbano Ambiental (PUA) de la ciudad de Neuquén
- ORDENANZA 8201/98 NEUQ. Usos y ocupación del suelo.
- ORDENANZA 8320/98 NEUQ. Control ambiental de las actividades
- ORDENANZA 10010 /04 NEUQ Master Plan del Paseo de la Costa

5 ANEXO V – PLANOS

A continuación, se presenta la documentación otorgada por el estudio de arquitectura sobre la cual se realizó el presente Proyecto Integrador Profesional.