



# USO DEL HORMIGÓN ARMADO EN EDIFICIOS DE VIVIENDA DE LA ÚLTIMA DÉCADA EN ARGENTINA Y SU RELACIÓN CON LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

CASOS DE ESTUDIO: EDIFICIOS DE VIVIENDAS  
DE LA CIUDAD DE BUENOS AIRES

Autora:  
Ing. Silvina Prados

Directora:  
Mgtr. Arq. Mariela Marchisio  
CoDirector:  
Ing. Civil Agustín Fragueiro



Trabajo final de carrera  
**EDIEST**  
Especialidad en diseño estructural de obras de arquitectura

**USO DEL HORMIGÓN ARMADO EN EDIFICIOS DE VIVIENDA DE LA ÚLTIMA DÉCADA EN ARGENTINA  
Y SU RELACIÓN CON LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL**

CASOS DE ESTUDIO: EDIFICIOS DE VIVIENDAS DE LA CIUDAD DE BUENOS AIRES (ARG.) 2007-2017

Palabras claves: Hormigón armado, Edificios de vivienda, Confiabilidad estructural, Herramientas de diseño

Directora: Mgtr. Arq. Mariela Marchisio  
CoDirector: Ing. Civil Agustín Fragueiro

Autora: Ing. Silvina Prados  
Fecha: Octubre 2018



Indice:



# ÍNDICE:

<b>CAPÍTULO 1:</b>	9
Fundamentación:	11
<b>CAPÍTULO 2:</b>	17
La Confiabilidad estructural:	19
Indicadores para la medición del grado de confiabilidad estructural:	21
<b>CAPÍTULO 3:</b>	27
EDIFICIO FDR 31 20	31
EDIFICIO EE UU 4263	39
EDIFICIO ARMENIA 1 929/33	47
EDIFICIO DE VIVIENDAS JUFRÉ	55
<b>CAPÍTULO 4:</b>	63
Conclusiones:	65
<b>CAPÍTULO 5:</b>	67
Bibliografía:	69
<b>ANEXOS:</b>	73



# Capítulo 1:



# Fundamentación:

A través de la historia e independientemente del material utilizado, es posible observar que en las obras de arquitectura la robustez y densidad de sus elementos estructurales son siempre considerados sinónimos de resistencia. A mayor sección y cantidad de los soportes estructurales, mayor resistencia.

En el siglo XIX, el uso del hierro en la construcción, revolucionó las lógicas de diseño tradicionales

hasta ese momento mediante la incorporación de nuevas formas estructurales y arquitectónicas caracterizadas por una mayor transparencia y liviandad. No obstante el diseño de los elementos portantes seguía diferenciándose con respecto al diseño de los elementos no portantes por su robustez. Podemos ver como ejemplo de esta época la Galería de las máquinas en París (Figura 1) donde la sección de los apoyos de los arcos y su



Figura 1: Galería de las máquinas, París, 1889. Fuente: Imágenes obtenidas de la WEB

modulación la calificaban como una estructura confiable.

Posteriormente, en el siglo XX, el hormigón armado es también utilizado manteniendo esta lógica de diseño estructural incorporando como estrategia la posibilidad de lograr secciones variables. Como ejemplos pueden mencionarse la Unidad de Marsella de Le Corbusier o el Edificio del secretariado de la Unesco de Marcel Breuer y Pier Luigi Nervi (Figura 2) donde las grandes dimensiones de las columnas de sus pórticos principales



Figura 2: Abajo Unidad de Marsella, París, 1952; Arriba Edificio del secretariado de la Unesco, París, 1958. Fuente: Imágenes obtenidas de la WEB

y sus modulaciones dan muestra de ello.

En todos estos casos la confiabilidad estructural no solo estaba asociada a condicionantes técnicas y tecnológicas de la época sino también a una percepción social donde lo robusto y denso era más seguro.

Con el paso del tiempo y propiciado por el desarrollo de las técnicas y tecnologías, la utilización de hormigones y aceros de mejor calidad, el avance del conocimiento científico sobre el comportamiento del material, la existencia de una mano de obra cada vez más especializada, etc. fue posible lograr progresivamente elementos estructurales más esbeltos manteniendo los niveles de confiabilidad al disminuir las incertidumbres en el diseño y construcción.

Es sabido que el hormigón armado al requerir escasos mantenimientos fue prioritariamente usado en arquitectura institucional, sin embargo a partir del movimiento moderno su utilización comienza a popularizarse en los edificios de vivienda<sup>1</sup> hasta nuestros días.

En la actualidad, pueden advertirse números casos donde la preferencia en el uso del hormigón armado en el EV está asociada a su cualidad estética perdurable en el tiempo y esta elección puede venir acompañada en algunos casos por mecanismos estructurales complejos, estructuras de transición poco eficientes, elementos con secciones que no respetan las recomendaciones mínimas reglamentarias, etc., poniendo en riesgo el grado de confiabilidad que las estructuras deben

<sup>1</sup> Se entiende por edificio de vivienda (EV) desde los términos estructurales a aquellas construcciones de más de un nivel destinadas a la vivienda sin que tenga relación con la cantidad de unidades habitacionales.



Figura 3: A la izquierda Casa Fanego, Asunción, 2003; A la derecha Casa en el aire, Luque, 2010. Fuente: Imágenes obtenidas de la WJEB

garantizar a la sociedad (Revista Hormigonar nº27, 2012). La arquitectura así concebida da lugar a planteos estructurales que contradicen las lógicas de la gravedad con elementos portantes de sección reducida en los niveles inferiores donde las cargas son mayores resultando piezas con estados tensionales que en la mayoría de los casos desafían los límites de la resistencia del material.

Esto que puede observarse en diferentes países del mundo y Latinoamérica no excluye a nuestro país siendo más evidente en proyectos ubicados en regiones geográficas donde la peligrosidad sísmica es muy baja o nula.

Como ejemplos de lo que sucede en Latinoamérica se puede mencionar en Paraguay a la Casa Fanego y la Casa en el aire (Figura 3) y en Brasil al



Figura 4: A la izquierda Edificio Rúa Simpatía, San Pablo, 2011; A la derecha Vila Aspícueta, San Pablo, 2013. Fuente: Imágenes obtenidas de la WJEB

Edificio Rúa Simpatía y la Vila Aspícueta (Figura 4) donde además de una reducción en la sección de sus elementos resistentes se utilizan mecanismos estructurales complejos desde el punto de vista de la eficiencia y el proceso constructivo que estos demandan.

Torroja (1957) menciona en su libro "Razón y ser de los tipos estructurales" que *"el cálculo no es más que una herramienta para prever si las formas y dimensiones de una construcción, simplemente imaginada o ya realizada, son aptas para soportar las cargas a que ha de estar sometida"* (p.13), poniendo por encima de cualquier método de cálculo al diseño conceptual adecuado de una estructura. Es por eso que se considera de gran utilidad proponer una metodología que incorpore indicadores de la confiabilidad estructural y que puedan ser aplicados desde el inicio del proceso de diseño.

El grado de confiabilidad estructural de un edificio se determina a partir de análisis estadísticos que miden la probabilidad de falla que poseen las estructuras. Su cuantificación requiere de la evaluación de parámetros asociados al diseño, proceso constructivo y mantenimiento de las obras siendo los más influyentes los referidos al diseño.

**Interrogante orientador: ¿En qué medida el uso del hormigón armado en el EV implica estructuras con grados de confiabilidad aceptable?**

Para dar respuesta a este interrogante, la siguiente

investigación estudiará EV construidos en la ciudad de Buenos Aires de la última década (2007 – 2017). Los casos de estudio seleccionados serán con hormigón armado a la vista. Se analizará conceptualmente el diseño de sus mecanismos resistentes, el estado tensional a compresión y la esbeltez de sus columnas principales como indicadores del grado de confiabilidad estructural.

El trabajo se organizará en 3 etapas: el marco teórico donde se expondrá la importancia de cumplir con estos indicadores, la lectura y análisis de edificios construidos en hormigón armado y por último la elaboración de las conclusiones.

### **Hipótesis:**

En los EV de los últimos años el uso del hormigón armado no se condice con estructuras más confiables sino que se centra en valores estéticos y funcionales de su envolvente.

### **Objetivo general:**

- Demostrar que el uso del hormigón armado en el EV no garantiza la confiabilidad estructural.

### **Objetivos particulares:**

- Detectar casos relevantes de la ciudad de Buenos Aires y fijar parámetros para seleccionarlos.
- Proponer procesos de valoración que posibiliten analizar y evaluar los casos.
- A partir del análisis y evaluación de los casos extraer conclusiones que permitan elaborar recomendaciones para el diseño de futuros EV.

## **Metodología:**

El método que se utilizará en esta investigación científica será analítico donde a partir del estudio de las partes componentes del mecanismo estructural de los EV seleccionados se determinará el grado de confiabilidad estructural del edificio según el reglamento CIRSOC 201-2005.

El análisis seguirá los siguientes pasos:

- Identificar los elementos componentes de la estructura del edificio.
- Analizar y evaluar el mecanismo estable del edificio.
- Seleccionar las columnas principales, estimar sus cargas y evaluar su estado tensional a compresión centrada.
- Analizar la esbeltez de las columnas seleccionadas.
- Organizar la información analizada en una grilla.
- Interpretar los resultados.
- Clasificar el diseño estructural del edificio en: **Diseño estructural con confiabilidad aceptable** o **Diseño estructural riesgoso**.



# Capítulo 2:



# La Confiabilidad estructural:

El término confiabilidad estructural es usado para evaluar racionalmente el grado de seguridad de un sistema o mecanismo resistente durante un cierto período de tiempo considerado como la vida útil de la edificación. La misma se determina a partir de estudios probabilísticos que no solo relacionan cargas y resistencias de materiales y las incertidumbres en su determinación sino que contemplan valoraciones subjetivas de fenómenos sociales y culturales entre los que pueden mencionarse la responsabilidad del o los profesionales que proyectan, calculan y ejecutan la construcción, el grado de exposición o juicio social al que se enfrentan, el nivel de la mano de obra disponible en el lugar, la calidad y cantidad de los controles privados y de entes públicos que existen en las distintas etapas del proyecto, el riesgo social que se asume en relación directa con los niveles socio-económicos de la sociedad donde estará la obra, etc.

La reglamentación vigente para estructuras de hormigón armado en nuestro país desde enero de 2013, CIRSOC 201-2005<sup>2</sup>, propone un método práctico calibrado que relaciona coeficientes de mayoración de cargas y factores de minoración de resistencia de los materiales (1) para garantizar la confiabilidad estructural. Este método tiene como objetivo lograr con probabilidad aceptable que la estructura se comporte de un modo específico cumpliendo con las funciones para las cuales ha sido diseñado sin fallar (Galvez, 1993, p.2-9).

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida} \\ \emptyset S_n \geq U (1)$$

Donde:

$\emptyset$ : factor de reducción de la capacidad del material por posibles irregularidades de calidad y excentricidades constructivas.

$S_n$ : Resistencia nominal real a rotura de la pieza.

<sup>2</sup> Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC) que depende del Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI). La generación de reglamentos CIRSOC vigentes actualmente en nuestro país se basan en la norma americana del American Concrete Institute (ACI). Específicamente la norma CIRSOC 201-2005 tiene como equivalente a la ACI 318.

$$U = \gamma^1 D + \gamma^2 L$$

$\gamma^1$  y  $\gamma^2$ : factores de aumento de carga por incertidumbre (en vivienda corresponde 1,2 para D: cargas muertas y 1,6 para L: cargas vivas).

Como se mencionó anteriormente, *"estos factores están basados hasta cierto punto en información estadística, ya que además confían en un alto grado en la experiencia, en el criterio de ingeniería y en ciertos compromisos."* (Comentarios capítulo 9 del reglamento CIRSOC 201-2005, C9-1, p.Com. Cap. 9 – 106).

Para determinar la resistencia requerida de un elemento estructural se lo debe analizar como parte componente de un sistema. De este análisis se obtendrán las solicitaciones últimas para el diseño. En el caso particular de las piezas comprimidas, columnas, es fundamental determinar las solicitaciones tanto mediante la teoría de primer orden, o sea las derivadas del efecto de las cargas en la estructura sin deformar, como las obtenidas a partir de la teoría de segundo orden, o sea considerando el efecto de las cargas en la estructura deformada. En este segundo caso la magnitud de las solicitaciones dependerán ya sea que se trate de una estructura indesplazable (solo efecto **P- $\delta$** ) o de una estructura desplazable (efecto **P- $\Delta$** ).

# Indicadores para la medición del grado de confiabilidad estructural:

Para tener un diseño estructural con confiabilidad aceptable, *“el diseño de un elemento estructural debe lograr un adecuado grado de seguridad frente al colapso y asimismo tener un funcionamiento satisfactorio frente a las cargas de servicio”* (Donini, Orlor, 2016, p.19). Por el contrario, si el diseño no lograra la seguridad adecuada y se demostrara un comportamiento insatisfactorio nos ubicará frente a un diseño estructural riesgoso.

Los indicadores y subindicadores que se proponen en esta investigación para la valoración del grado de confiabilidad estructural de los casos de estudio son:

1. Cualificación del mecanismo estable
  - Planos resistentes en la dirección X
  - Planos resistentes en la dirección Y
  - Excentricidad entre CM y CR en la dirección X
  - Excentricidad entre CM y CR en la dirección Y
2. Cuantificación del estado tensional a compresión de las columnas principales

sión de las columnas principales

- Calidad del hormigón usado
- Relación entre el área tributaria de la columna y el área de la planta
- Tensión a compresión centrada

3. Cuantificación de la esbeltez de las columnas principales

- Verificación de las dimensiones mínimas reglamentarias para columnas
- Esbeltez de las columnas principales

Los mismos, al ser de fácil interpretación y cuantificación, pueden considerarse desde las primeras etapas de diseño como herramientas proyectuales. De esta manera un arquitecto puede evaluar en todo momento los riesgos que asume al diseñar en relación directa con el grado de confiabilidad estructural.



Figura 5: Diferentes configuraciones de planos verticales en hormigón armado. Fuente: Imágenes obtenidas de la WJEB

## Mecanismo estable:

Toda estructura debe ser estable o sea debe cumplir con *“el conjunto de condiciones, para asegurar la inmovilidad total y parcial; es decir el mantenimiento estático de las formas a lo largo del tiempo. Porque no basta que su resistencia aleje el peligro de rotura. Es necesario también que la construcción sea estable e inmóvil. Una obra puede caerse o volcar sin romperse...”* (Torroja, 1957, p.16). Esta propiedad debe garantizarse desde el inicio del diseño requiriendo solo la *“sensibilidad estática”* de quien proyecta (Desideri, Nervi jr., Positano, 1982, p.9).

La estabilidad no solo debe verificarse en estructuras ubicadas en aquellas zonas geográficas donde el diseño demande el análisis de un esquema equivalente de fuerzas horizontales debidas a las acciones sísmicas o de viento sino además debe garantizar resistir todas aquellas componentes horizontales que puedan comprometer la forma estructural generadas por asimetrías de cargas y/o asimetrías de rigideces en planta y en altura,

asentamientos diferenciales de las fundaciones, etc. es decir todas aquellas acciones derivadas de errores de diseño, vicios constructivos y del uso de la edificación durante su vida útil.

Por lo tanto, un mecanismo se considera estable cuando es capaz de resistir los posibles desplazamientos de la estructura según dos direcciones principales de análisis en planta y las rotaciones o vuelcos provocados por las posibles asimetrías de cargas y rigideces, en planta y en altura.

A partir de esta definición podemos decir que el mecanismo mínimo para garantizar la estabilidad de un edificio es aquel que posee 3 planos verticales resistentes, no todos paralelos ni todos concurrentes a un punto, con continuidad en toda la altura de la edificación y vinculados directamente al sistema de fundaciones. O sea que en cada una de las direcciones principales de análisis en planta<sup>3</sup> debe existir al menos un plano resistente. Este mecanismo debe identificarse claramente en las plantas de estructura y arquitectura y permitir una trayectoria simple de las acciones y sollicitaciones (Donini, Older, 2016, p.8).

3 En todo el documento se considerará la dirección X paralela a la fachada principal del edificio y la dirección Y perpendicular a la anterior.

Los planos resistentes verticales en un edificio en altura pueden materializarse mediante el diseño de pórticos, planos con triangulaciones<sup>4</sup>, tabiques de hormigón armado o combinaciones de todos los anteriores (Figura 5).

La posición en planta de estos planos verticales define el centro de reacción del edificio para el conjunto de fuerzas horizontales o centro de rigidez (CR). En cambio, el centro de gravedad de la planta<sup>5</sup> o centro de masas (CM), es el centro de acción del conjunto de fuerzas verticales gravitatorias y horizontales debidas al sismo.

En el caso de las acciones horizontales de viento la posición del centroide de aplicación de su resultante (CV) depende de la configuración, en planta y en altura, del edificio.

La excentricidad entre CM y CR o entre CV y CR según se trate de acciones horizontales debidas al sismo o viento, provoca rotaciones en planta que si no se limitan durante el diseño pueden producir grandes esfuerzos secundarios en sus elementos resistentes.

Para edificaciones donde las acciones sísmicas sean determinantes, se considera como límite aceptable para la excentricidad en las dos direcciones, el 15% de la longitud del edificio en la misma dirección de análisis.

## Estado tensional a compresión de las columnas principales:

Si una columna es un elemento "predominantemente comprimido" es posible estimar o verificar su sección a partir de una tensión límite a compresión (2). Esta tensión límite es posible determinarla teniendo en cuenta los coeficientes de mayoración de cargas y de minoración de resistencias especificados en el reglamento CIRSOC 201-2005 para garantizar según la calibración del método de diseño por resistencia, el mismo grado de confiabilidad que éste propone para todas las estructuras de hormigón armado.

Simplificadamente se puede estimar una carga por nivel de  $1t/m^2$  y determinar gráficamente el área tributaria de cada columna que se recolecta sea siempre menor al 40% de la planta.

$$A \text{ nec de columnas} = \frac{N_s}{f_c \text{ admisible}} \quad (2)$$

Si  $N_s$  se obtiene a partir de la carga unitaria antes mencionada, entonces podemos descomponerla en  $DL = 0,8t/m^2$  y  $LL = 0,2t/m^2$  para el caso considerado de EV:

$$N_u = 1,2 \times 0,8t/m^2 + 1,6 \times 0,2t/m^2 = 1,28t/m^2$$

$$v \text{ cargas} = \frac{1,00t/m^2}{1,28t/m^2} = 0,78$$

---

4 El diseño de los planos verticales resistentes con triángulos admite la utilización de diferentes materiales, por ejemplo hormigón y acero, al considerar el proceso constructivo de la obra.

5 Teniendo en cuenta la información que se dispondrá para el análisis de las obras, se adoptará simplificadamente el CM igual al centro geométrico de la planta.

Siendo  $\nu$  el coeficiente por el que debe afectarse la resistencia especificada a la compresión del material por no considerar coeficientes de carga en un análisis simplificado.

En el reglamento para elementos comprimidos se indica además del factor de resistencia (3) un valor límite (4) para tener en cuenta excentricidades constructivas no previstas en el cálculo. Estos son:

$$\begin{aligned} \phi &= 0,65 \quad (3) \\ \text{valor límite} &= 0,80 \quad (4) \end{aligned}$$

Como se adopta una distribución rectangular equivalente de tensiones en compresión, el lado menor resulta igual a  $\beta_1 \times f_c$ , siendo  $f_c$  la tensión especificada a la compresión del hormigón y donde para hormigones con  $f_c < 30\text{MPa}$  es  $\beta_1 = 0,85$  (Capítulo 10.2.7 del reglamento CIRSOC 201-2005, p. Cap. 10 – 217).

Por lo tanto se demuestra que:

$$f'c \text{ admisible} = f'c \times 0,85 \times 0,65 \times 0,80 \times 0,78$$

Para estructuras con hormigón armado colocado en el sitio la menor calidad de hormigón posible de utilizar es el H20 (Capítulo 2.3.2 del reglamento CIRSOC 201-2005, p. Cap. 2 – 38).

Por lo tanto la tensión límite para los hormigones habituales utilizados en EV será:

$$H20 \rightarrow f'c \text{ admisible} \leq 690\text{t/m}^2$$

$$H25 \rightarrow f'c \text{ admisible} \leq 862\text{t/m}^2$$

$$H30 \rightarrow f'c \text{ admisible} \leq 1034\text{t/m}^2$$

En el procedimiento anterior no se considera la resistencia proporcionada por la armadura en las columnas existiendo por lo tanto en ellas una sobrerresistencia encargada de resistir las posibles sollicitaciones de flexión no consideradas en esta etapa.

El control de las tensiones límites de columnas durante el proceso de diseño del EV define además la cantidad y modulación requerida para las mismas.

Lo propuesto será válido siempre y cuando los efectos de segundo orden no fueran determinantes en el diseño de las principales piezas soportes de la estructura ya que en ese caso pueden requerirse cuantías en las columnas superiores a los límites establecidos en el reglamento.

### **Esbeltez de las columnas principales:**

La dimensión mínima para columnas debe ser 20cm (Capítulo 10.8 del reglamento CIRSOC 201-2005, p. Cap. 10-224). Secciones más reducidas nos daría un mínimo margen para contemplar los posibles errores que pueden producirse en las etapas del proyecto posteriores al diseño.

En las piezas comprimidas es importante además controlar la esbeltez ( $\lambda$ ) para poder evaluar si los efectos de segundo orden ( $P-\delta$  y/o  $P-\Delta$ ) tendrán incidencia en el diseño.

Un elemento se considerará esbelto cuando su esbeltez sea mayor a 70. Las columnas con esbelteces mayores a 150 serán inadmisibles requi-

riéndose el redimensionado de las mismas (límite de aplicación del nomograma y tablas del cuaderno 220 de la norma DIN<sup>6</sup> 1045).

### **Síntesis:**

De acuerdo al análisis detallado de los indicadores realizado anteriormente se concluye que:

1. Un diseño estructural con confiabilidad aceptable requiere: planos resistentes según las dos direcciones principales de análisis del edificio, excentricidad entre CM y CR menor al 15% con respecto a la longitud del edificio en cada una de las direcciones de análisis, calidades del hormigón superior a H20, área tributaria de columnas por planta menor al 40% del total de la planta del edificio, tensiones a compresión en la columna menor a  $f_c$  admisible según la calidad del hormigón utilizado, dimensiones en columnas mayores a 20cm y esbelteces en las mismas menores a 70.
2. Si no se verifica al menos uno de los indicadores propuestos se considerará el diseño estructural riesgoso demandando estudios más exhaustivos y profundos que escapan a los límites de este trabajo para evaluar su confiabilidad estructural.

---

6 Deutsches Institut für Normung (Instituto Alemán de Normalización).



# Capítulo 3:



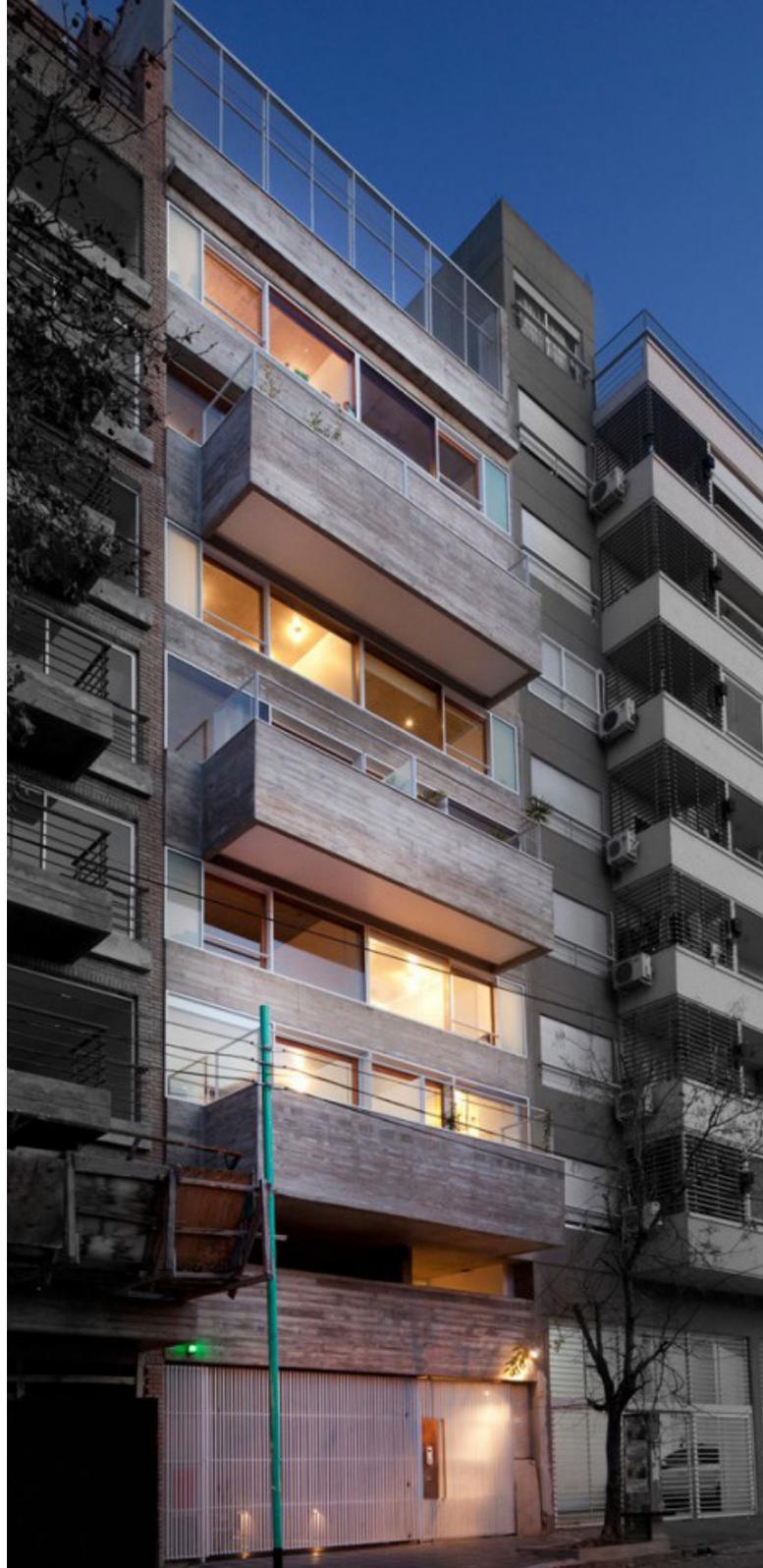
Para dar respuesta al interrogante de la investigación y verificar la hipótesis planteada se seleccionarán los casos de estudio según los siguientes parámetros:

1. Los casos de estudio serán EV construidos ubicados en la ciudad de Buenos Aires.
2. La finalización del proyecto deberá estar entre los años 2007 y 2017.
3. Los EV tendrán hormigón armado a la vista tanto en elementos estructurales como en las envolventes.
4. La altura total de los edificios será 30 metros con un máximo de 8 niveles.
5. Los EV seleccionados serán edificios en PH con ascensores

Los casos de estudio seleccionados son:

- Edificio FDR 3120 – A3 Luppi Ugalde Winter
- Edificio EE UU 4263 – Luciano Kruk
- Edificio Armenia 1929/1933 – Luciano Kruk
- Edificio de Viviendas Jufre– Monoblock





# EDIFICIO FDR 3120

## **Ficha Técnica:**

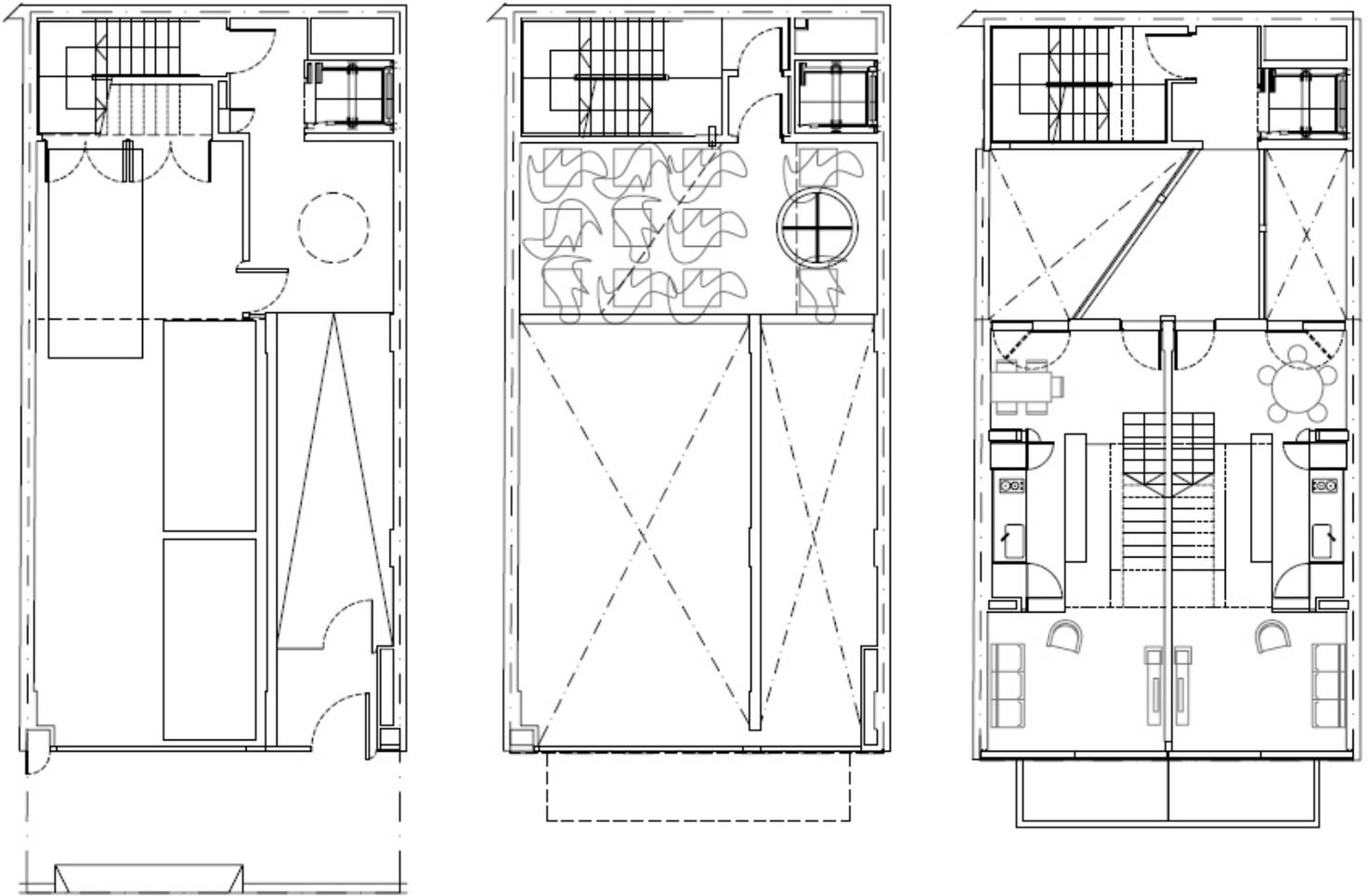
Autor: A3 LUPPI UGALDE WINTER

Año de proyecto: 2011

Localización: Franklin D. Roosevelt 3120, Buenos Aires, Argentina

Otras obras del estudio: Pedraza Flats; Hotel Boutique Owin Palermo; Edificio de viviendas intercambiables FDR 3104.

*Fuente:* <https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-175714/edificio-fdr3120-a3-digital>

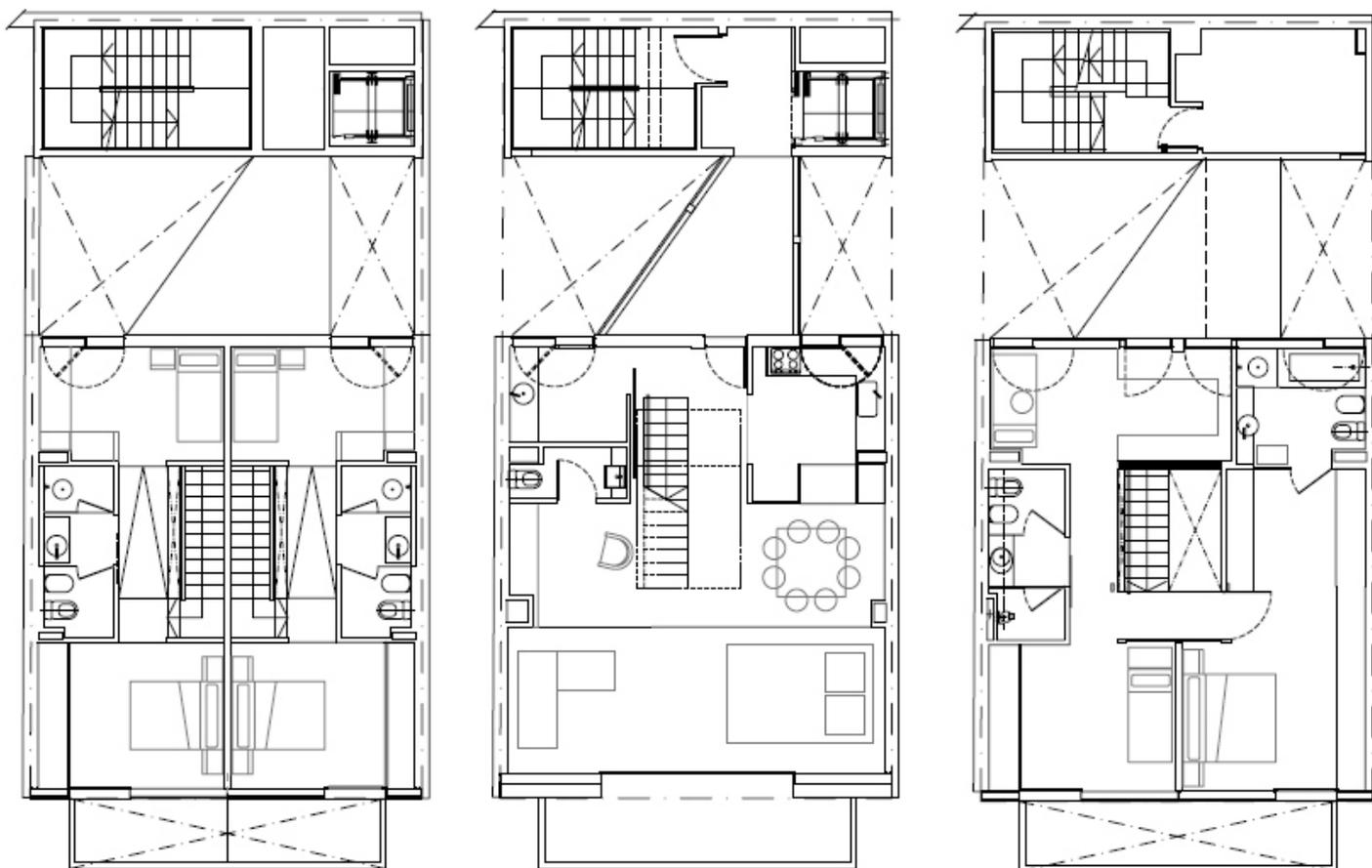


Plantas de arquitectura: PB - Entrepiso - 1° y 3°

Descripción del proyecto arquitectónico:

El proyecto comprende el apilamiento de 5 casas, 4 dúplex y 1 penthouse, delimitadas por grandes balcones, para personas conocidas entre sí ya que son integrantes de una misma familia. Sus

elementos componentes se muestran disociados tanto desde la propuesta urbana despegándose del piso e independizándose de la calle hasta la disposición de los espacios comunes y los accesos a cada unidad.



Plantas de arquitectura: 2° y 4° - 5° - 6°

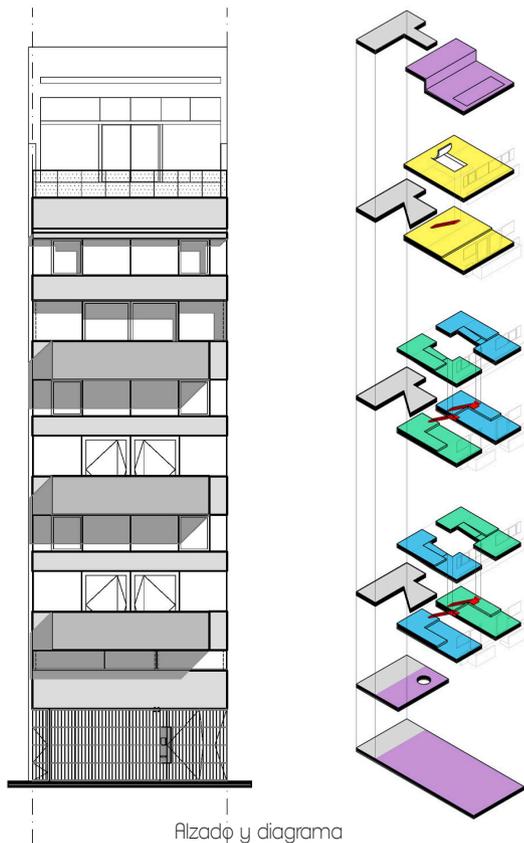
La planta baja se resuelve con una doble altura y totalmente libre para permitir su uso como cochera. Cada uno de los dúplex posee una superficie aproximada de 80m<sup>2</sup> mientras que el penthouse la duplica. El edificio tiene una altura total de 30m a partir del nivel de vereda.

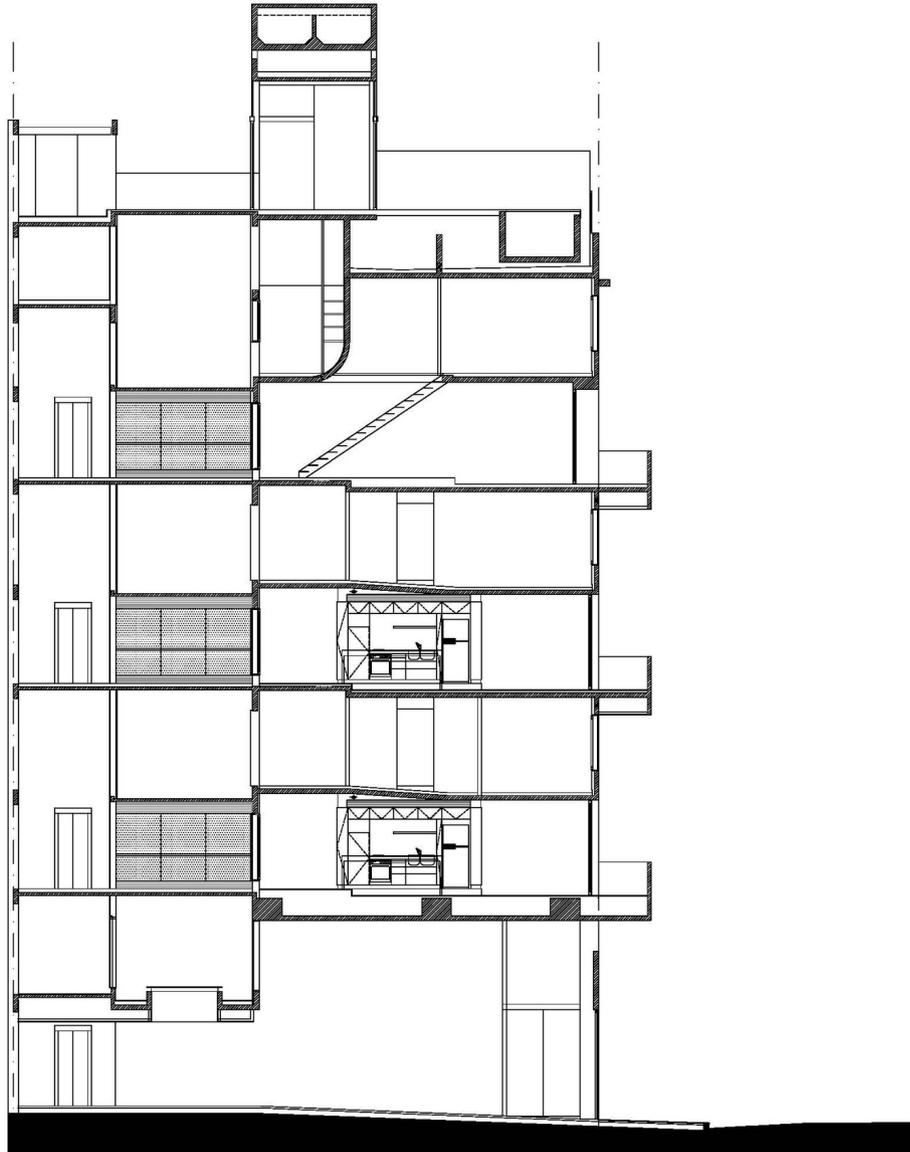
En el exterior las terminaciones son en hormigón armado a la vista y en el interior de las viviendas las terminaciones son mixtas con paredes revocadas de blanco y cielorrasos en hormigón visto y pisos con cemento alisado color gris.

## Descripción del proyecto estructural:

Los planos verticales se resuelven mediante pórticos en las dos direcciones (solo en planta baja ya que en los niveles superiores existen pórticos según una sola dirección y columnas vinculadas por la losa en la otra dirección) y el plano horizontal con losas macizas, quebradas e inclinadas, armadas en una dirección. El núcleo de circulación se ubica exento al sistema resistente del edificio, coherente con la propuesta arquitectónica (elementos componentes disociados).

Las fundaciones son directas a -3,00m mediante 3 zapatas paralelas a la fachada que vinculan 3 columnas cada una.





Corte

# EDIFICIO FDR 3120

*Hipótesis: En los EV de los últimos años el uso del hormigón armado no se condice con estructuras más confiables sino que se centra en valores estéticos y funcionales de su envolvente.*

INDICADORES	SUBINDICADORES	DISEÑO ESTRUCTURAL CON CONFIABILIDAD ACEPTABLE	DISEÑO ESTRUCTURAL RIESGOSO
MECANISMO ESTABLE	PLANOS RESISTENTES EN LA DIRECCIÓN X		
	PLANOS RESISTENTES EN LA DIRECCIÓN Y		
	EXCENTRICIDAD ENTRE CM Y CR EN LA DIRECCIÓN X		
	EXCENTRICIDAD ENTRE CM Y CR EN LA DIRECCIÓN Y		
ESTADO TENSIONAL A COMPRESIÓN DE LAS COLUMNAS PRINCIPALES	CALIDAD DEL HORMIGÓN USADO		
	RELACIÓN ENTRE EL ÁREA TRIBUTARIA DE LA COLUMNA Y EL ÁREA DE LA PLANTA		
	TENSIÓN A COMPRESIÓN		
ESBELTEZ DE LAS COLUMNAS PRINCIPALES	VERIFICACIÓN DE LAS DIMENSIONES MÍNIMAS REGLAMENTARIAS		
	ESBELTEZ		

Tabla síntesis del análisis

Según la tabla síntesis del análisis de la obra que se encuentra detallado en los anexos de este documento, la hipótesis planteada se verifica ya que el uso del hormigón armado en el edificio no estaría garantizando un diseño estructural confiable. Esto se deduce a partir de que el diseño no garantiza la estabilidad en la dirección X del edificio (paralelo a la fachada), ni cumple con las dimensiones mínimas reglamentarias para columnas y la esbeltez de las mismas excede a los

límites aceptables. No obstante de la observación y análisis del edificios surge un nuevo interrogante para futuras investigaciones: ¿en qué medida la presencia de los edificios colindantes participan activamente como parte del mecanismo estable del edificio?





# EDIFICIO

# EEUU 4263

## **Ficha Técnica:**

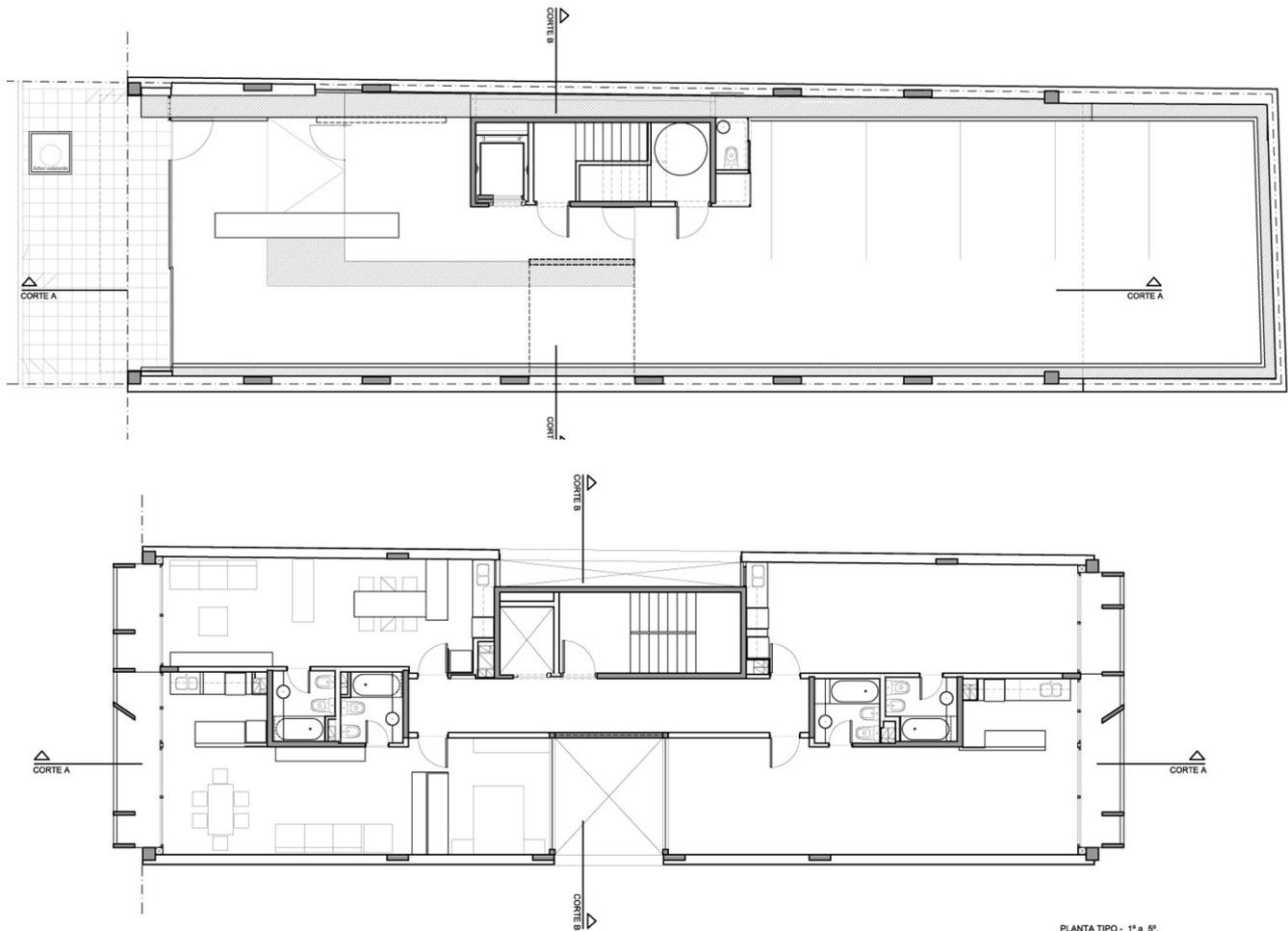
Autor: Luciano Kruk

Año de proyecto: 2009

Localización: Estados Unidos 4263, Capital Federal, Argentina

Otras obras del estudio: Edificio Armenia 1929/33; 2 casas Conesa; Casa Golf; Casa Canning.

*Fuente:*<http://www.lucianokruk.com/edificio-eeuu-4263/#>



Plantas: Baja y Planta 1° a 5° piso

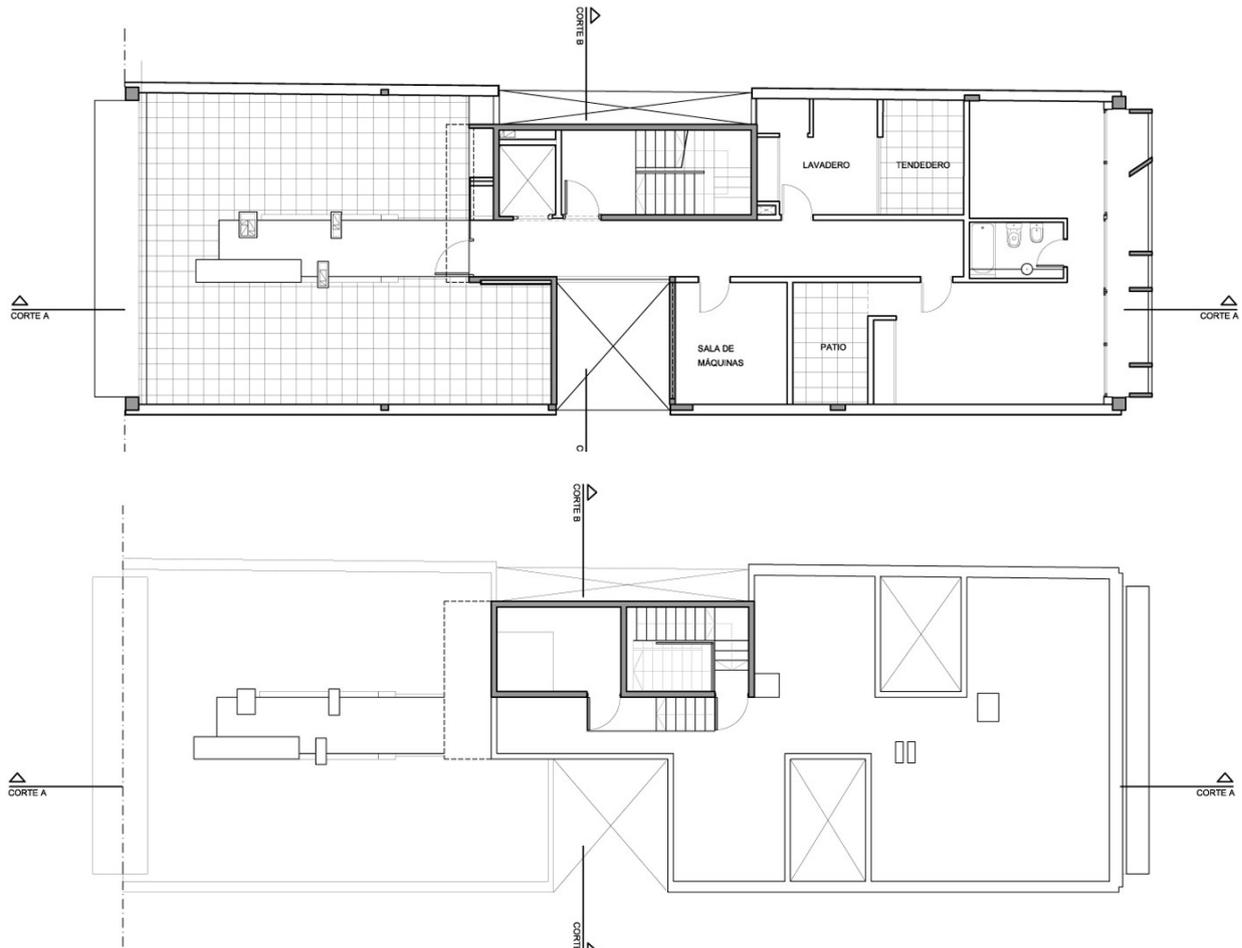
PLANTA TIPO - 1° a 5°.

Descripción del proyecto arquitectónico:

El edificio posee 7 niveles con una planta baja disponible para cocheras, 5 niveles con 4 unidades monoambiente simétricamente dispuestas en el terreno y un nivel mixto con un departamento de un ambiente y una terraza para uso común. Su orientación es de sur a norte.

Volumétricamente sus dimensiones aproximadas son 9m x 29m en planta y una altura total de 25 metros desde el nivel de vereda.

Las unidades de vivienda se organizan a partir de un núcleo duro central que se dispone longitudinalmente en el terreno y donde se ubican las dependencias de servicios. Esta organización per-

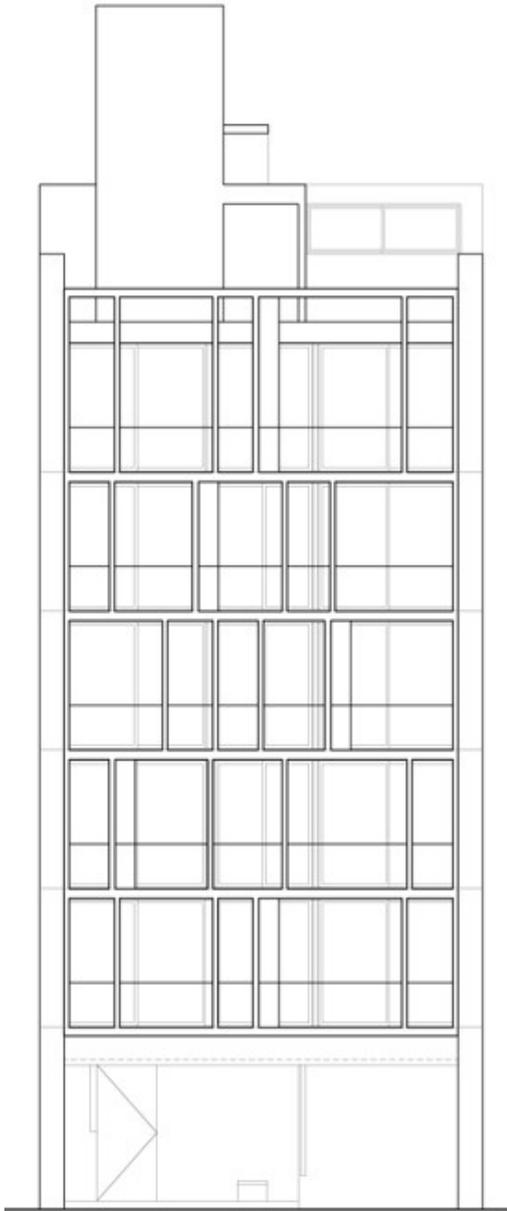


Planta de 6º piso y Planta de techos

mite diseños de viviendas flexibles con grandes expansiones protegidas hacia el frente y el fondo del terreno.

La fachada funciona como un filtro entre el espacio público y el espacio privado mediante la disposición de parasoles verticales de hormigón armado a la vista.

Todas las terminaciones son rústicas siendo en su mayoría el hormigón armado visto el material dominante, tanto interiores como exteriores. Este material otorga gran adaptabilidad al diseño para escenarios futuros como así también un acortamiento en los tiempos de construcción, un relativamente bajo mantenimiento durante su vida útil y un costo dentro del estándar para estas edificaciones.

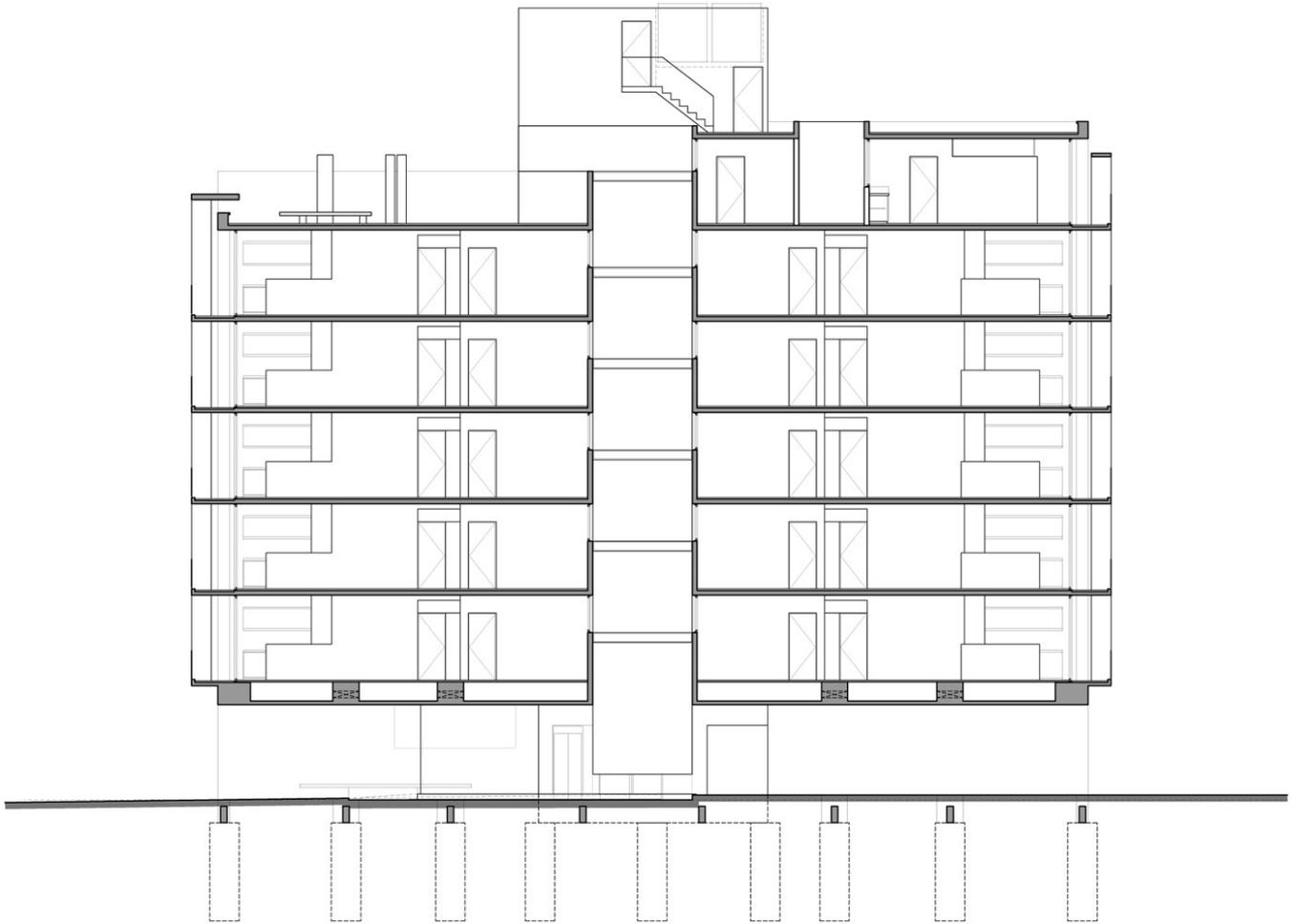


Fachada



#### Descripción del proyecto estructural:

El plano horizontal se resuelve con losas macizas armadas en una dirección de 15cm de espesor que descargan sobre los pórticos medianeros y en una viga central que apoya en tabiques internos estratégicamente ubicados. Estos tabiques se interrumpen antes de llegar a la planta baja sobre grandes vigas invertidas de transición de aproximadamente 75cm de altura. El núcleo de circulaciones se encuentra en el centro del edificio y está materializado enteramente por tabiques de hormigón armado. Las fundaciones son profundas mediante pilotes.



Corte

# EDIFICIO EEUU 4263

*Hipótesis: En los EV de los últimos años el uso del hormigón armado no se condice con estructuras más confiables sino que se centra en valores estéticos y funcionales de su envolvente.*

INDICADORES	SUBINDICADORES	DISEÑO ESTRUCTURAL CON CONFIABILIDAD ACEPTABLE	DISEÑO ESTRUCTURAL RIESGOSO
MECANISMO ESTABLE	PLANOS RESISTENTES EN LA DIRECCIÓN X		
	PLANOS RESISTENTES EN LA DIRECCIÓN Y		
	EXCENTRICIDAD ENTRE CM Y CR EN LA DIRECCIÓN X		
	EXCENTRICIDAD ENTRE CM Y CR EN LA DIRECCIÓN Y		
ESTADO TENSIONAL A COMPRESIÓN DE LAS COLUMNAS PRINCIPALES	CALIDAD DEL HORMIGÓN USADO		
	RELACIÓN ENTRE EL ÁREA TRIBUTARIA DE LA COLUMNA Y EL ÁREA DE LA PLANTA		
	TENSIÓN A COMPRESIÓN		
ESBELTEZ DE LAS COLUMNAS PRINCIPALES	VERIFICACIÓN DE LAS DIMENSIONES MÍNIMAS REGLAMENTARIAS		
	ESBELTEZ		

Tabla síntesis del análisis

Según la tabla síntesis del análisis de la obra que se encuentra detallado en los anexos de este documento, la hipótesis planteada no se verifica ya que el uso del hormigón armado en este caso sí estaría garantizando un diseño estructural confiable. Todos los indicadores analizados verifican dentro de los límites descritos para obtener un diseño seguro aunque se aclara que la calidad del hormigón y el ancho mínimo de columnas fueron asumidos para realizar este estudio cumpliendo

con las disposiciones reglamentarias ya que no se posee información certera de la estructura real. Queda entonces verificar si realmente lo adoptado es correcto.





# EDIFICIO

# ARMENIA 1929/33

## Ficha Técnica:

Autor: BAK Arquitectos

Año de proyecto: 2016

Localización: Armenia 1929/33, Capital Federal, Argentina

Otras obras del estudio: Casa en la playa; Casa Roland; Complejo V+D; Casa Costa Esmeralda.

Fuente:

<https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/791158/edificio-armenia-1929-1933-maria-victoria-besonias-plus-luciano-kruk>



Planta baja, 1° piso y 2° piso

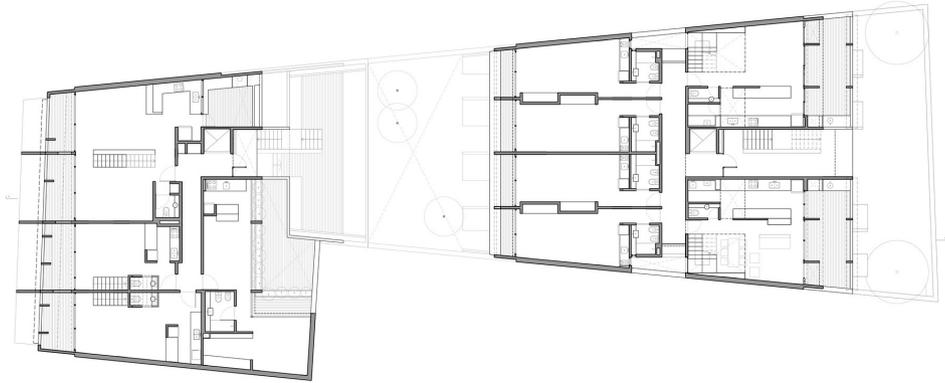
Descripción del proyecto arquitectónico:

El proyecto ubicado en un terreno de forma trapecial consta de dos bloques compactos de 5 niveles vinculados por un patio central con pileta. Su uso es mixto contando con viviendas, locales comerciales y 1 subsuelo para cocheras al que se accede mediante un monta-autos. Las unidades de viviendas son de uno, dos y tres dormitorios pero también cuenta con gran cantidad de monoambientes destinados para la renta temporaria a turistas. Ambos bloques se recortan en altura de forma escalonada, el frontal para cumplir con los requerimientos del código y el trasero para mejorar vistas y asoleamientos. En la fachada, para controlar la radiación solar y como resguardo a las vistas desde la calle, se plantearon parasoles en hormigón armado mediante pantallas verticales y horizontales.

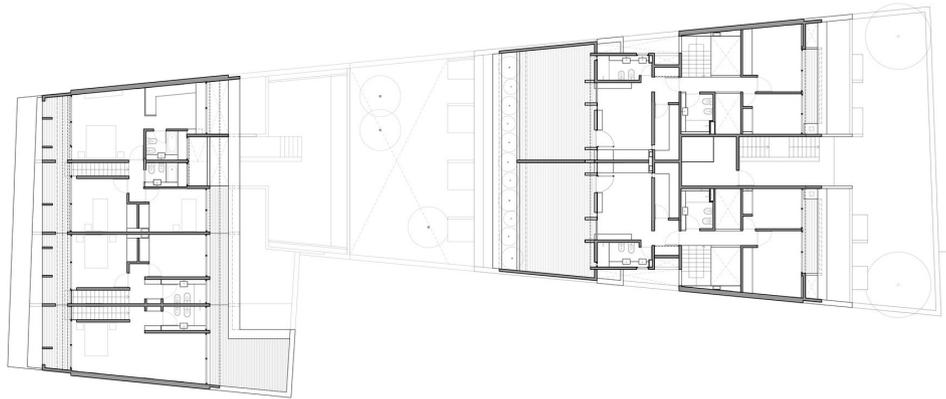
Los dos bloques se ordenan según una grilla ortogonal a partir de un eje longitudinal de simetría en el cual se ubica el núcleo de circulación.

El hormigón visto se hace presente en toda la envolvente del edificio, así como en espacios comunes, núcleos de circulación y fondos de losas. Esto se encuentra en conjunción con los pisos, tanto interiores como exteriores que se realizaron con cemento alisado. En contraste, para la tabiquería

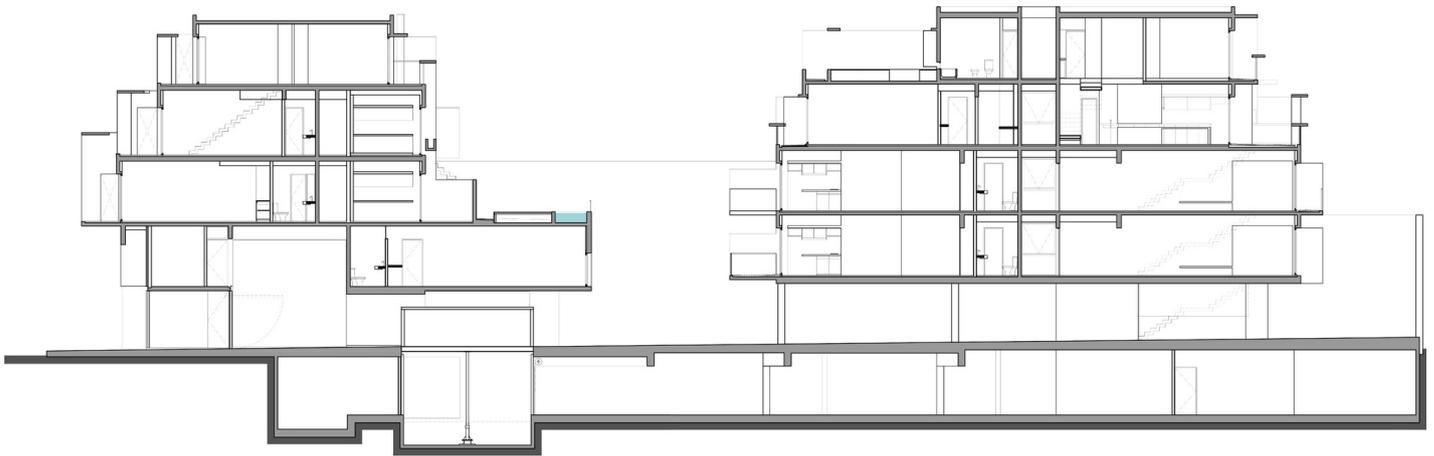
interior de las unidades habitacionales se recurrió a la mampostería de ladrillo, revocada y pintada de blanco



3300



Planta de 3° piso y 4° piso



Corte

Descripción del proyecto estructural:

El plano horizontal se resuelve mediante losas macizas armadas en una y dos direcciones de 13cm de espesor y apoyadas en vigas de 68cm de altura que coinciden con los muros divisorios de las unidades habitacionales.

Para los planos verticales se proponen pórticos ubicados perimetralmente en las medianeras y tabiques en las dos direcciones de análisis formando el núcleo de circulación vertical. Las fundaciones son directas mediante bases centradas.

Para este trabajo se estudiará el bloque trasero ca-

racterizado estructuralmente por sus largos y esbeltos voladizos hacia el patio como expansiones de los monoambientes.



Fotografía de los balcones internos

# EDIFICIO ARMENIA 1929/33

*Hipótesis: En los EV de los últimos años el uso del hormigón armado no se condice con estructuras más confiables sino que se centra en valores estéticos y funcionales de su envolvente.*

INDICADORES	SUBINDICADORES	DISEÑO ESTRUCTURAL CON CONFIABILIDAD ACEPTABLE	DISEÑO ESTRUCTURAL RIESGOSO
MECANISMO ESTABLE	PLANOS RESISTENTES EN LA DIRECCIÓN X		
	PLANOS RESISTENTES EN LA DIRECCIÓN Y		
	EXCENTRICIDAD ENTRE CM Y CR EN LA DIRECCIÓN X		
	EXCENTRICIDAD ENTRE CM Y CR EN LA DIRECCIÓN Y		
ESTADO TENSIONAL A COMPRESIÓN DE LAS COLUMNAS PRINCIPALES	CALIDAD DEL HORMIGÓN USADO		
	RELACIÓN ENTRE EL ÁREA TRIBUTARIA DE LA COLUMNA Y EL ÁREA DE LA PLANTA		
	TENSIÓN A COMPRESIÓN		
ESBELTEZ DE LAS COLUMNAS PRINCIPALES	VERIFICACIÓN DE LAS DIMENSIONES MÍNIMAS REGLAMENTARIAS		
	ESBELTEZ		

Tabla síntesis del análisis

Según la tabla síntesis del análisis de la obra que se encuentra detallado en los anexos de este documento, la hipótesis planteada se verifica ya que el uso del hormigón armado en este caso tampoco garantiza un diseño estructural confiable. El elevado estado tensional de las columnas redondas que además apoyan en una estructura de transición, me induce a pensar en la posibilidad de que el conjunto de la estructura se esté apoyando en el núcleo rígido de las circulaciones.

Debido a la gran excentricidad del edificio entre

CM y CR y al no manifestarse daños por el momento, se interpreta que esto se debe a que se trata de una obra nueva pero se estima que un descuido en el mantenimiento del edificio puede generar fallas importantes. Para verificar esta nueva hipótesis se deberá realizar un relevamiento continuo por un período de tiempo de por lo menos 5 años (mayor incidencia del efecto de la fluencia lenta) que permita recolectar material para nuevos estudios.





# EDIFICIO DE VIVIENDAS JUFRE

## Ficha Técnica:

Autor: Monoblock

Año de proyecto: 2011

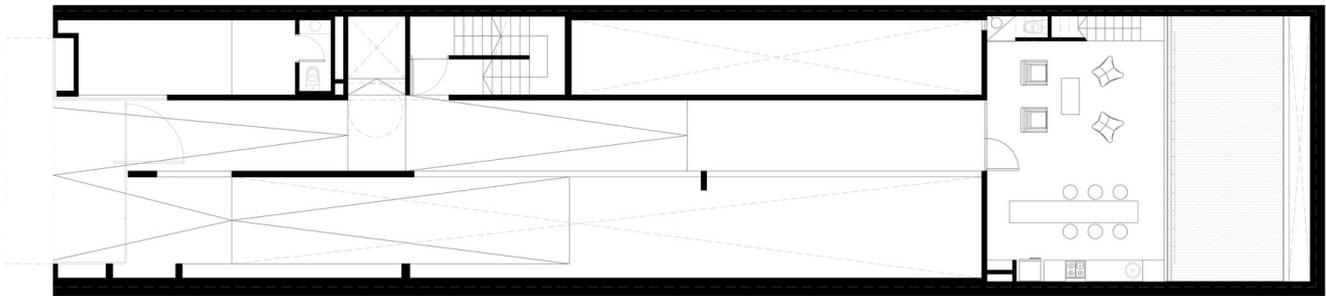
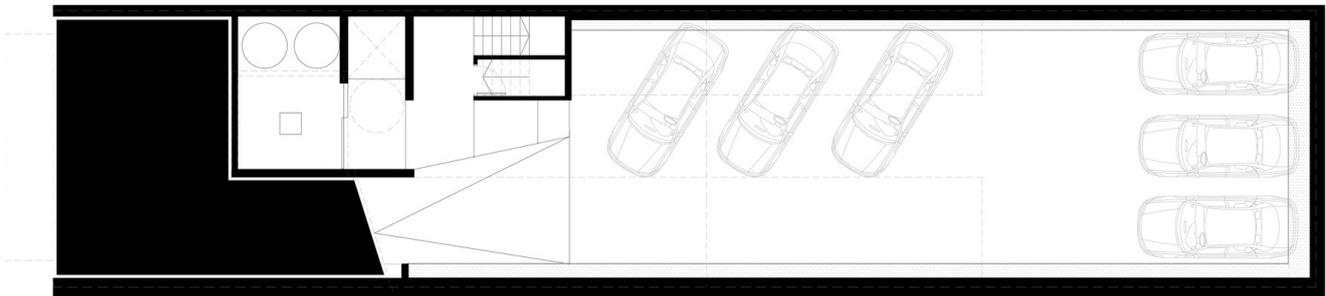
Localización: Jufre 478, Capital Federal, Argentina

Otras obras del estudio: Viviendas Demaría; Viviendas Acha; Viviendas Soler.

Fuente:

<https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/781212/edificio-de-viviendas-jufre-monoblock>

<http://monoblock.cc/portfolio/construido/viviendas-jufre/>

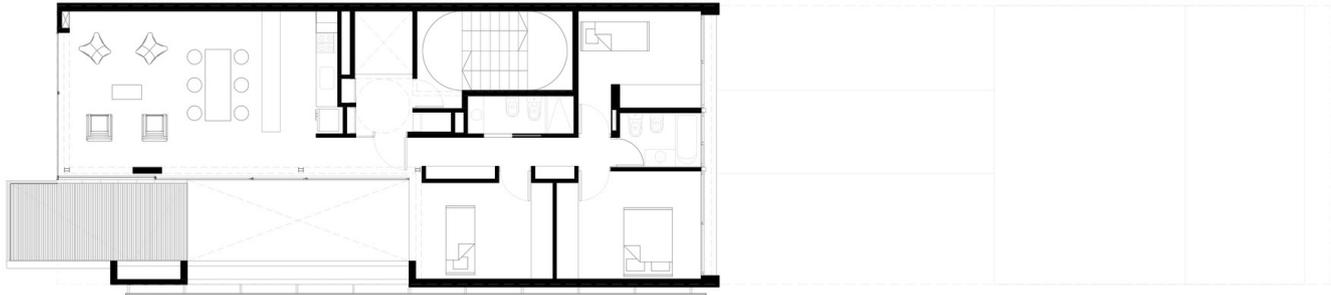
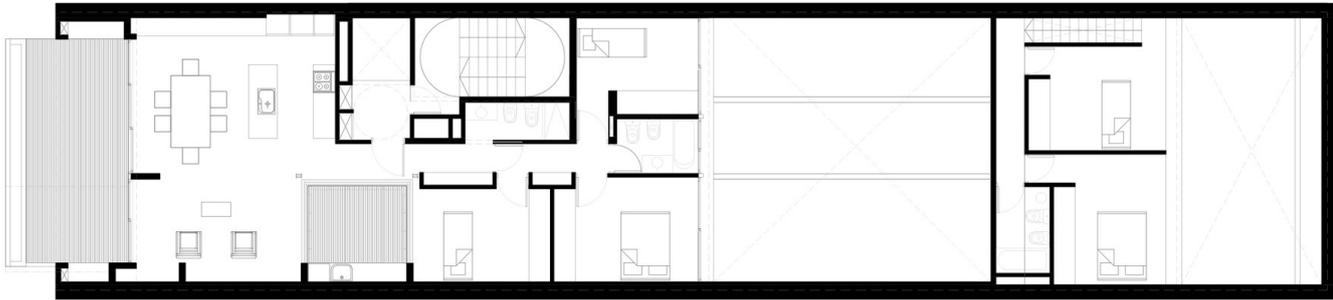


Planta subsuelo y planta bja

#### Descripción del proyecto arquitectónico:

El edificio se encuentra ubicado entre medianeras en un terreno muy estrecho con un ancho de aproximadamente 8 metros y una profundidad de 35 metros. Consta de 6 niveles con una altura total de 22 metros. Posee 6 viviendas, una de dos niveles al fondo del lote y 5 en altura hacia el frente del

terreno. Se organiza alrededor de un bloque duro que se retrae hacia uno de los lados del terreno permitiendo diferenciar cada vivienda una de otra mediante expansiones hacia el otro lado, que van variando su posición nivel a nivel, otorgando gran calidad espacial a las mismas gracias a la eliminación de esa medianera a partir del segundo piso.



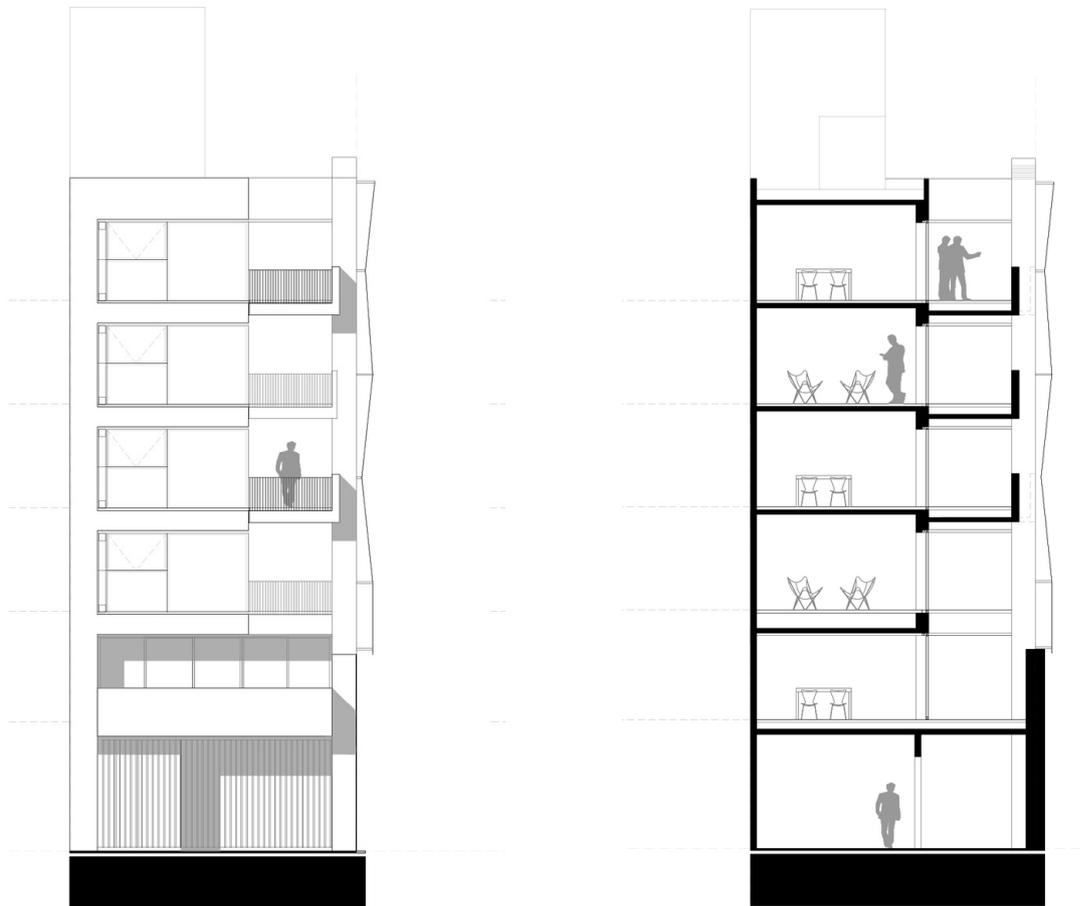
Planta 1° piso y planta 3° y 5° piso

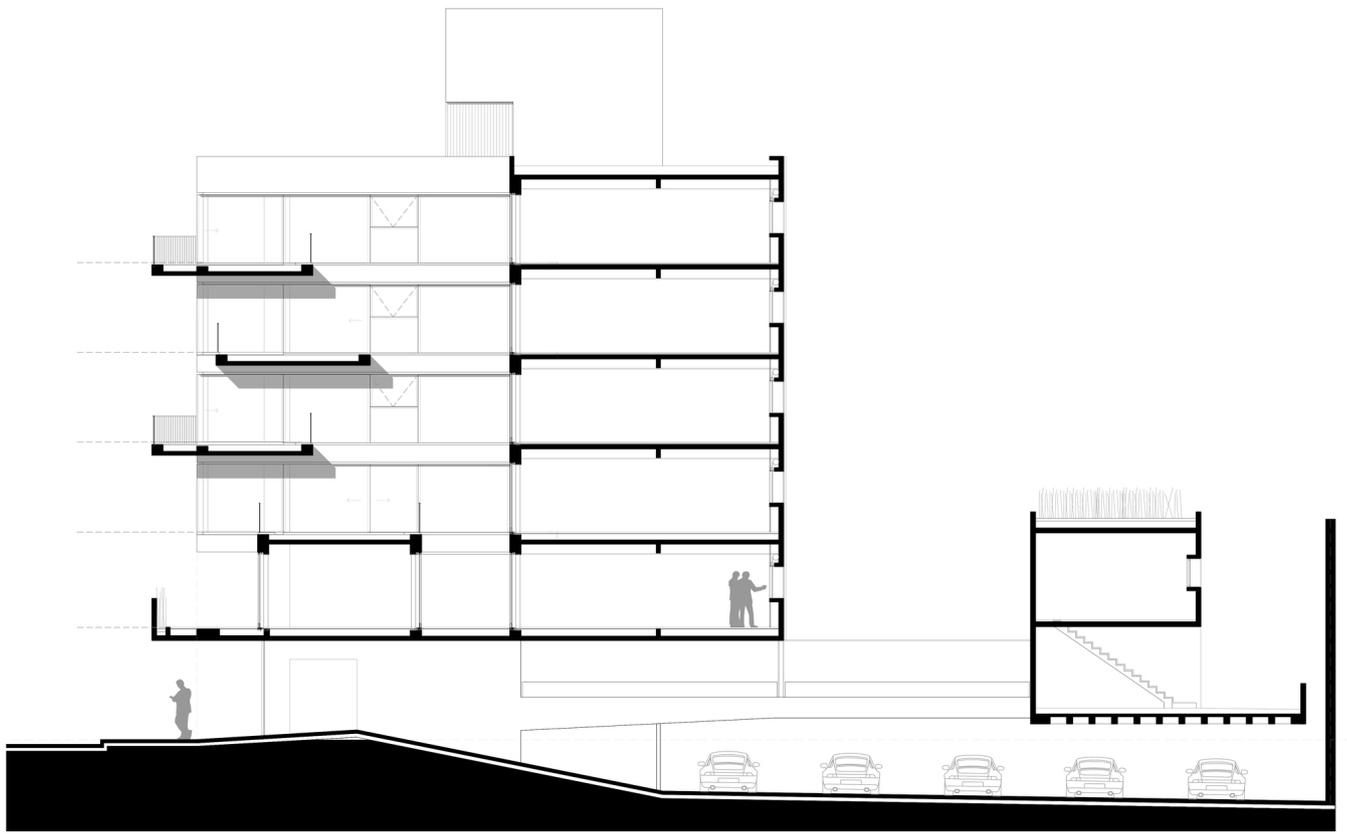
El acceso a la vivienda de planta baja es posible gracias a un puente de hormigón armado que cuelga sobre el nivel de subsuelo destinado a cocheras. Las terminaciones son íntegramente en hormigón armado a la vista.

## Descripción del proyecto estructural:

El plano horizontal del edificio se resuelve con losas macizas armadas en una dirección de aproximadamente 15cm de espesor que apoyan en vigas colgadas. En las expansiones el nivel de losa se plantea más bajo manteniendo el nivel superior de las vigas por lo tanto se generan bandejas con vigas invertidas que luego son revestidas con un deck de madera para permitir el drenaje de las aguas de lluvia. Estas bandejas parecen

despegarse de la estructura principal del edificio gracias a un ingenioso diseño de entramado de vigas que apoyan en el edificio y en un tabique en forma de U ubicado en la medianera. La losa sobre el subsuelo correspondiente con el nivel de planta baja de la vivienda trasera, se resuelve ca-setonada armada en dos direcciones apoyando en los muros de contención ubicados en las medianeras (Figura 6).





Corte



Foto de obra

# EDIFICIO DE VIVIENDAS JUFRÉ

*Hipótesis: En los EV de los últimos años el uso del hormigón armado no se condice con estructuras más confiables sino que se centra en valores estéticos y funcionales de su envolvente.*

INDICADORES	SUBINDICADORES	DISEÑO ESTRUCTURAL CON CONFIABILIDAD ACEPTABLE	DISEÑO ESTRUCTURAL RIESGOSO
MECANISMO ESTABLE	PLANOS RESISTENTES EN LA DIRECCIÓN X		
	PLANOS RESISTENTES EN LA DIRECCIÓN Y		
	EXCENTRICIDAD ENTRE CM Y CR EN LA DIRECCIÓN X		
	EXCENTRICIDAD ENTRE CM Y CR EN LA DIRECCIÓN Y		
ESTADO TENSIONAL A COMPRESIÓN DE LAS COLUMNAS PRINCIPALES	CALIDAD DEL HORMIGÓN USADO		
	RELACIÓN ENTRE EL ÁREA TRIBUTARIA DE LA COLUMNA Y EL ÁREA DE LA PLANTA		
	TENSIÓN A COMPRESIÓN		
ESBELTEZ DE LAS COLUMNAS PRINCIPALES	VERIFICACIÓN DE LAS DIMENSIONES MÍNIMAS REGLAMENTARIAS		
	ESBELTEZ		

Tabla síntesis del análisis

Según la tabla síntesis del análisis de la obra que se encuentra detallado en los anexos de este documento, la hipótesis planteada se verifica solo por no cumplirse con uno de los indicadores de análisis que es el referido a las dimensiones mínimas en columnas. La tensión a compresión de la columna y la esbeltez rozan los límites entre un diseño estructural confiable y un diseño estructural riesgoso pero para este análisis se consideran aceptables ya que las pequeñas diferencias que existen se asumen como parte de las incertidumbres del método utilizado para el estudio de este edificio.

Entonces, a pesar de no cumplir con las dimen-

siones mínimas reglamentarias, se verifican las condiciones de resistencia y comportamiento en servicio requeridos para que un EV sea confiable estructuralmente.

De su análisis surge un nuevo interrogante, ¿en qué medida el no cumplir con las dimensiones mínimas reglamentarias alejan a un EV de un diseño estructural confiable? Requiriendo para dar respuesta al mismo continuar con un estudio más profundo de su mecanismo estructural hasta llegar al dimensionado seccional de las piezas constatóndolo con la estructura real del edificio.



# Capítulo 4:



# Conclusiones:

Del estudio precedente puede observarse que se verifica la hipótesis formulada ya que el análisis de la mayoría de los casos arrojó un diseño estructural riesgoso a pesar de tener gran cantidad de componentes resueltos en hormigón armado a la vista. Muchos de estos elementos no colaboran en el mecanismo resistente de los edificios siendo que el hormigón armado es considerado un material estructural por excelencia.

El uso de este material en todos los casos se centró en valores estéticos y funcionales despreciando sus propiedades resistentes o atribuyéndole a su resistencia superpoderes que le permiten validar cualquier planteo estructural. La durabilidad del material para escasos mantenimientos lo convierte en la primera elección a la hora de pensar en EV lo cual se considera apropiado. No obstante lo inadecuado es que esta acción no debiera implicar estructuras riesgosas.

Se pudo observar además que cumplir con las disposiciones y recomendaciones reglamentarias

si bien resulta una condición necesaria no siempre es condición suficiente para garantizar que los edificios cumplan con los debidos requerimientos de seguridad estructural. En esta dirección es indudable el aporte informático y tecnológico existente en la construcción hoy en día para facilitar el planteo, construcción y resolución analítica de mecanismos que en la mayoría de los casos quedan fuera de estas recomendaciones.

La correcta administración de los recursos disponibles para la construcción garantiza la realización de proyectos más sustentables. Utilizar indiscriminadamente un recurso con propiedades resistentes de las características del hormigón armado no solo puede ser perjudicial frente a un análisis de costos de una obra específica sino que plantea una proyección insostenible en el tiempo ya que utiliza insumos que no son renovables poniendo en riesgo la seguridad de toda una sociedad.

Probablemente esto que se observa en los casos analizados no suceda solo en la ciudad de Bue-

nos Aires. Ampliar la muestra de estudio incorporando otras provincias e incluso otros tipos de edificaciones podrá permitirnos hacer una reflexión más profunda acerca de si el hormigón armado es usado criteriosamente en la actualidad o no. También queda pendiente profundizar sobre si esto se debe a una moda, o a la falta de trabajo interdisciplinario entre arquitectos e ingenieros en el diseño de los edificios en altura, o a un desconocimiento sobre el tema en los programas de formación del arquitecto que deriven en malas concepciones del diseño estructural.

Como recomendación para futuros arquitectos, se desprende de esta investigación, la importancia del diseño conceptual de los mecanismos resistentes de un EV para garantizar una confiabilidad estructural aceptable. Este mecanismo conceptual debe constituirse como una de las variables generadoras del proyecto arquitectónico y por lo tanto poder expresarse de manera clara y sintética desde las primeras ideas de partido. Es importante debatir y reflexionar sobre los objetivos en esta área de estudio que deben alcanzarse en la formación del arquitecto y el lugar que debe darse al diseño estructural dentro de los planes de estudio vigentes. Las actividades conjuntas entre diferentes materias y carreras, como arquitectura e ingeniería, no solo permitirían articular saberes sino adiestrar al trabajo interdisciplinario tan requerido en la profesión actualmente.

# Capítulo 5:



# Bibliografía:

Arteaga, A. (2007). Tendencias en la fiabilidad estructural. IX Congreso Nacional de Confiabilidad, TECNUN, Universidad de Navarra. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/129662552/Tendencias-de-La-Fiabilidad-Estructural>

Bernabeu Larena, A. (2008). Estrategias de diseño estructural en la arquitectura contemporánea. El trabajo de Cecil Balmond. (Tesis de doctorado). Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, UPM. Recuperada de <http://oa.upm.es/910/>

BernabeuLarena, A. (2013). La estructura alterada. Tectónica: monografías de arquitectura, tecnología y construcción, 40, 4-21. Recuperado de <http://www.tectonica-online.com/temas/estructura/estructura-alterada-alejandro-bernabeu/40/>

CIRSOC 201 (2005) Reglamento Argentino: "Dise-

ño y dimensionado de estructuras de hormigón armado". Recuperado en <http://www.inti.gob.ar/cirsoc/>

Desideri, P.; Nervi, P.; Positano, G. (1982) "Pier Luigi Nervi". Ed. Gustavo Gili S.A.

Donini, H.; Older, R. (2016) "Análisis de las patologías en las estructuras de hormigón armado: causas, inspección, diagnóstico, refuerzo y reparación. 1º edición". Ciudad autónoma de Buenos aires. Ed. Diseño.

Edificio Armenia 1929-1933 / BAK Arquitectos (12 de Julio de 2016). Plataforma Arquitectura. Recuperado de <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/791158/edificio-armenia-1929-1933-maria-victoria-besonias-plus-luciano-kruk>

Edificio de Viviendas Jufre / MONOBLOCK (31 de enero 2016) Plataforma Arquitectura. Recuperado de <https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/781212/edificio-de-viviendas-jufre-monoblock>

Edificio EEUU 4263 / BAK Arquitectos (25 de Julio de 2010). Plataforma Arquitectura. Recuperado de <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-34890/edificio-eeuu-4263-bak-arquitectos>

Edificio FDR3120 / A3 Digital (13 de agosto de 2012). Plataforma Arquitectura. Recuperado de <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-175714/edificio-fdr3120-a3-digital>

Editorial Revista Hormigonar (2012). El Reglamento CIRSOC 201-2005: ¡APROBADO! Revista de la asociación argentina del hormigón elaborado, 27, pp. 4-8

Estructuras III (2014). El edificio en Altura. Córdoba. Ed. FAUD – UNC

Galvez Villacorta, A. (1993) La confiabilidad estructural y el método de diseño LRFD. (Tesis de maestro) Facultad de ingeniería civil de la Universidad

Nacional de ingeniería de Lima, Perú. Recuperado de <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/1426>

Gonorazky, S. Diseño y Dimensionado de estructuras de Hormigón Armado, con aplicación del Reglamento CIRSOC 201-2005. 2012. Córdoba. Ed. FAUD-UNC.

Gonorazky, S; Álvarez, G; Klein, K; Ponssa, C. (2011) Integración del diseño estructural en el proceso proyectual arquitectónico. Olavarría, Buenos Aires. Terceras jornadas sobre la enseñanza del hormigón estructural: JEHE 2011.

Kruk, L (s.f). Edificio EEUU 4263 [Fotografía e información en página web] Recuperado de <http://www.lucianokruk.com/edificio-eeuu-4263/>, Edificio Armenia 1929/33 [Fotografías e información en página web] Recuperado de <http://www.lucianokruk.com/edificio-eeuu-4263/>

Larsson, C (2009). Hormigón armado y pretensado. 2º edición. Córdoba. Jorge Sarmiento editor, Universitas y ACDEC (Asociación cooperadora del Departamento de estructuras de la FCEFyI-UNC)

Luppi, S., Ugalde, J., Winter, A. (s.f). A3 Luppi Ugalde Winter. FDR (pp. 88-117). Recuperado de <http://>

a3digital.net/libro/

Moisset de Espanés, D. (2000). Intuición y razonamiento en el diseño estructural. Córdoba. Ed. Ingreso.

Monoblock (2011). Viviendas Jufre [Fotografía e información en página web] Recuperado de <http://monoblock.cc/portfolio/construido/viviendas-jufre/>

Nilson, A. (1999). Diseño de estructuras de concreto. 12ª edición. Colombia. Ed. McGraw Hill Interamericana S.A.

Torroja Miret, E. Razón y ser de los tipos estructurales 3ª edición. (2010). Madrid. Consejo superior de investigaciones científicas. Recuperado de <http://fliphtml5.com/ryov/qqcw/basic>



Anexos:



## ÍNDICE ANEXOS:

ANÁLISIS EDIFICIO FDR 31 20	75
ANÁLISIS EDIFICIO EEUU 4263	83
ANÁLISIS EDIFICIO ARMENIA 1929/33	89
ANÁLISIS EDIFICIO DE VIVIENDAS JUFRE	95



# ANÁLISIS EDIFICIO FDR 31 20:

Para el estudio de éste EV se contó con las plantas de estructuras reales (Figura 1, 2 y 3) suministradas por el estudio de arquitectura A3 digital.

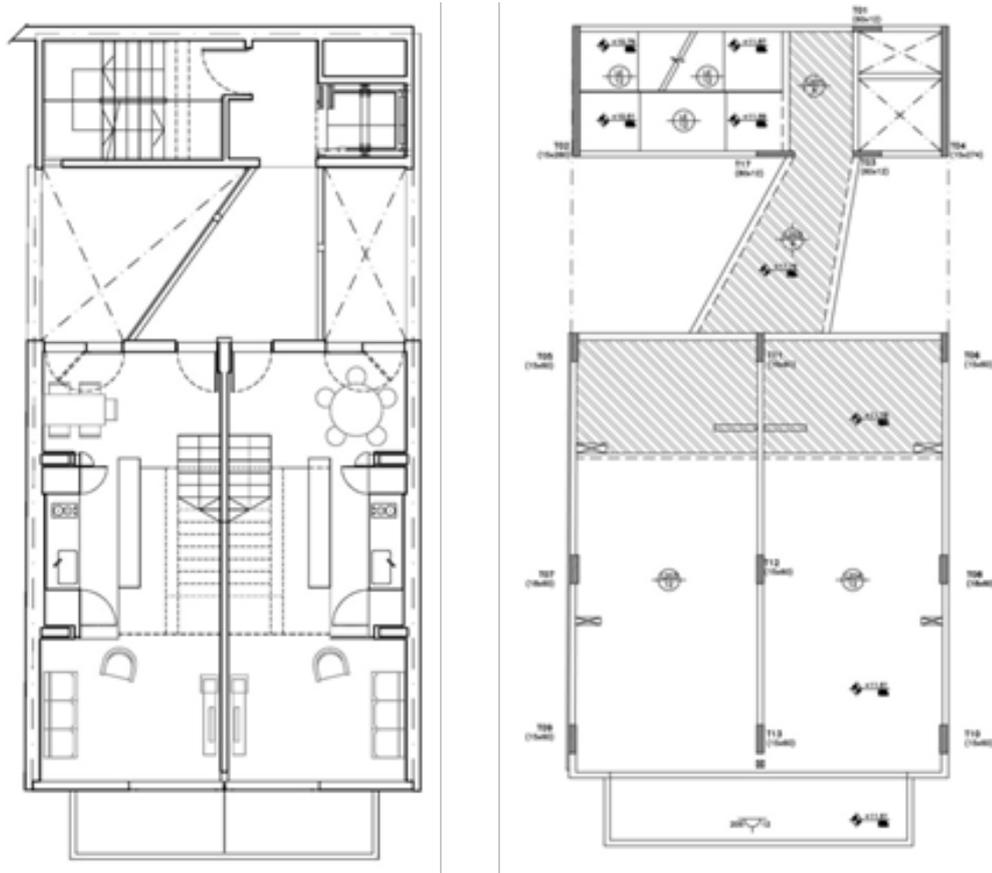


Figura 1: Planta de arquitectura y planta de estructura del nivel inferior de los Dúplex. Fuente: Estudio de arquitectura A3 Digital

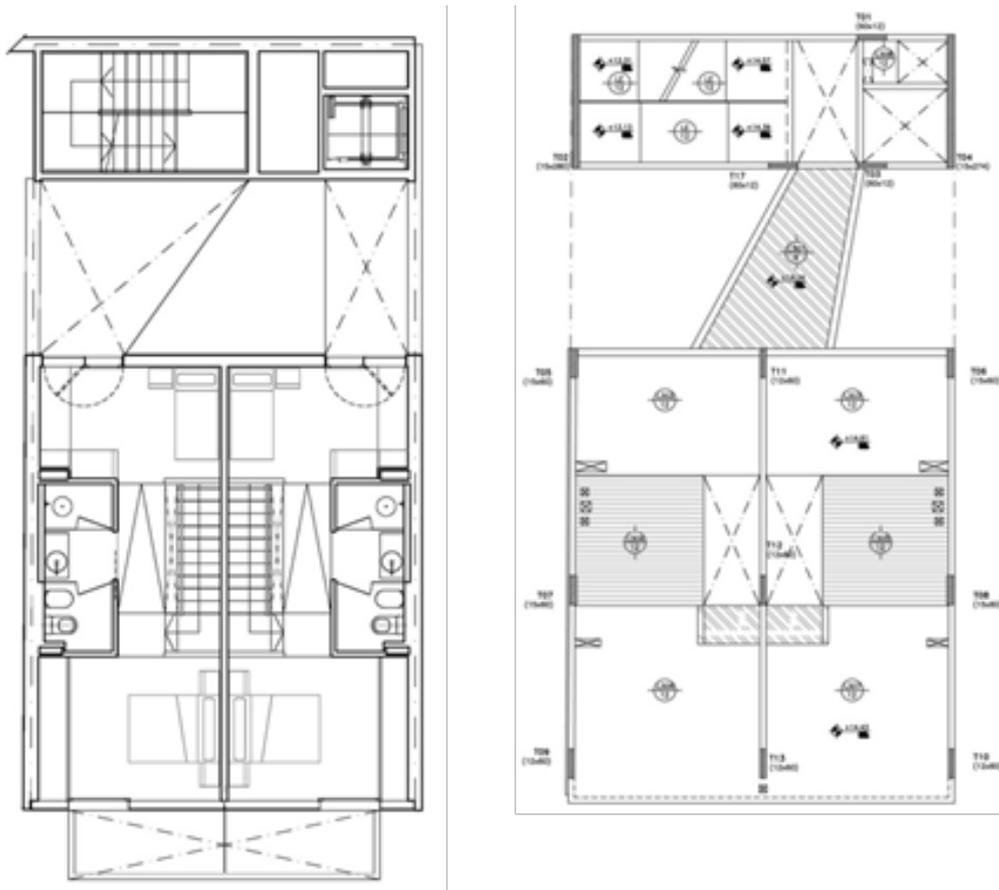


Figura 2: Planta de arquitectura y planta de estructura del nivel superior de los Dúplex. Fuente: Estudio de arquitectura A3 Digital

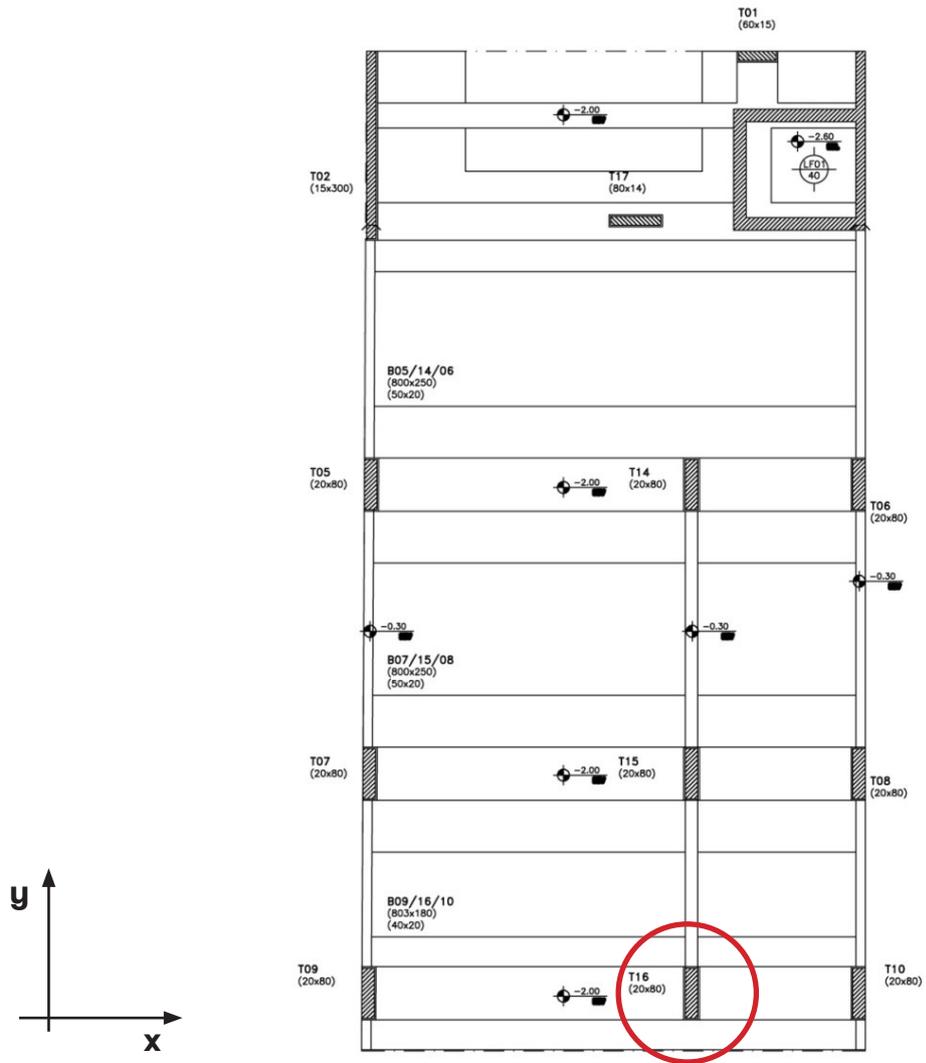


Figura 3: Planta Estructura de Fundaciones y direcciones de análisis. Fuente: Estudio de arquitectura A3 Digital

Esto permitió una mayor comprensión del mecanismo estructural diseñado por el estudio de arquitectura reduciendo las incertidumbres en el análisis.

### **Mecanismo estable:**

La estructura posee un corrimiento de su línea central de columnas en la planta baja para generar el ingreso doble a la cochera ubicada en ese nivel. Esto requiere el diseño de estructuras de transición en la dirección X a nivel de la primera losa del edificio mediante 3 pórticos paralelos con vigas de 60cm de altura y columnas de 20cm x 80cm orientadas según su menor esbeltez. En la dirección Y existen 2 pórticos paralelos de mayor rigidez por la mejor orientación de sus columnas y la existencia de vigas colgadas de mayor altura en coincidencia con las medianeras.

Si bien el mecanismo propone más de 3 planos resistentes no todos paralelos ni todos concurrentes vinculados por los planos horizontales, en la dirección X la rigidez de las columnas no es suficiente para garantizar que la estructura sea indesplazable debido a la gran excentricidad que produce la transición estructural (Figura 4).

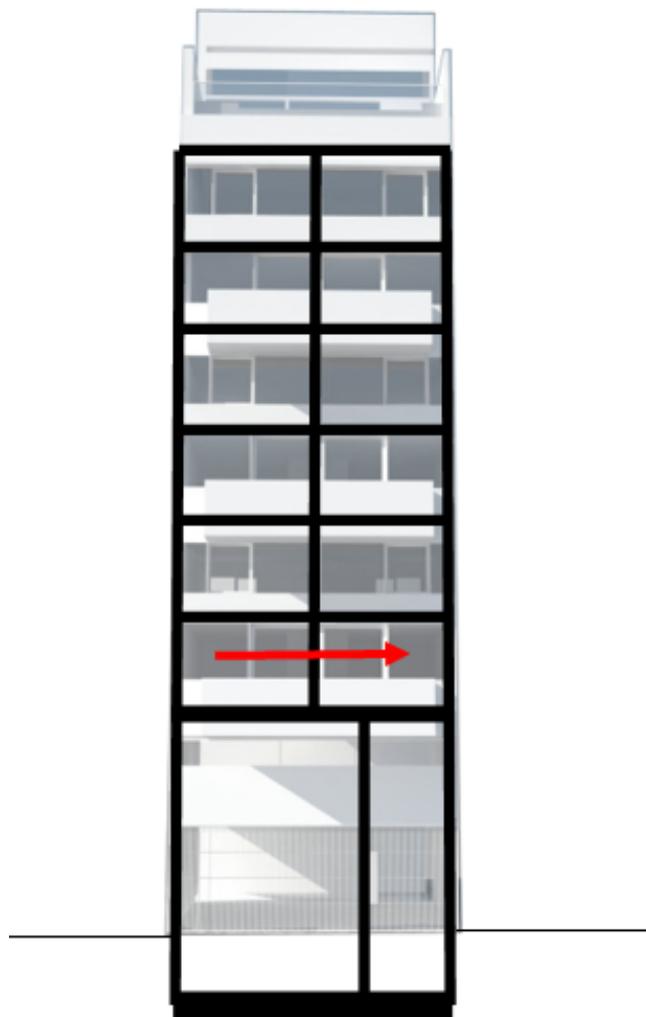


Figura 4: Corte esquemático. Fuente: Elaboración propia

Por lo antes dicho se concluye que el mecanismo estructural propuesto no garantiza la estabilidad de la estructura para los desplazamientos que existen en una de las direcciones.

La excentricidad entre el CM y el CR en la dirección X es igual al 15% y en la dirección Y es igual al 9%. En consecuencia los efectos torsionales se consideran aceptables.

### **Estado tensional a compresión de las columnas principales:**

La columna considerada una de las principales y que se analizará a continuación es la indicada en la Figura 3. El área tributaria de la columna varía nivel a nivel pero en ningún caso supera el 18% del total del área de la planta. El área tributaria total de la columna considerando toda la altura del edificio resulta:

$$\text{Área tributaria total} = 65 \text{ m}^2$$

Por lo tanto la carga de servicio en la columna será:

$$N_s = 65 \text{ m}^2 \times 1 \text{ t/m}^2 = 65 \text{ t}$$

$$\text{Área de columna} = 0,20 \text{ m} \times 0,80 \text{ m} = 0,16 \text{ m}^2$$

En los planos de estructuras se especifica un hormigón H21 según la reglamentación CIRSOC201 del año 1982 que es equivalente a un hormigón H25 de la reglamentación vigente. Esta calidad del hormigón resulta aceptable para este tipo de estructuras. La tensión de trabajo de la columna a compresión es:

$$f'_{ct} = \frac{N_s}{A_c} = \frac{65 \text{ t}}{0,16 \text{ m}^2} = 406 \text{ t/m}^2 < 862 \text{ t/m}^2$$

Verificando los límites definidos en el capítulo 2.

### **Esbeltez de las columnas principales:**

La estructura no es indesplazable, por lo tanto deberán considerarse los efectos de segundo orden P-Δ.

Se determina a partir de la geometría del pórtico el coeficiente de longitud efectiva ( $k$ ) de las columnas con la ayuda del programa Ram elements (Figura 5):

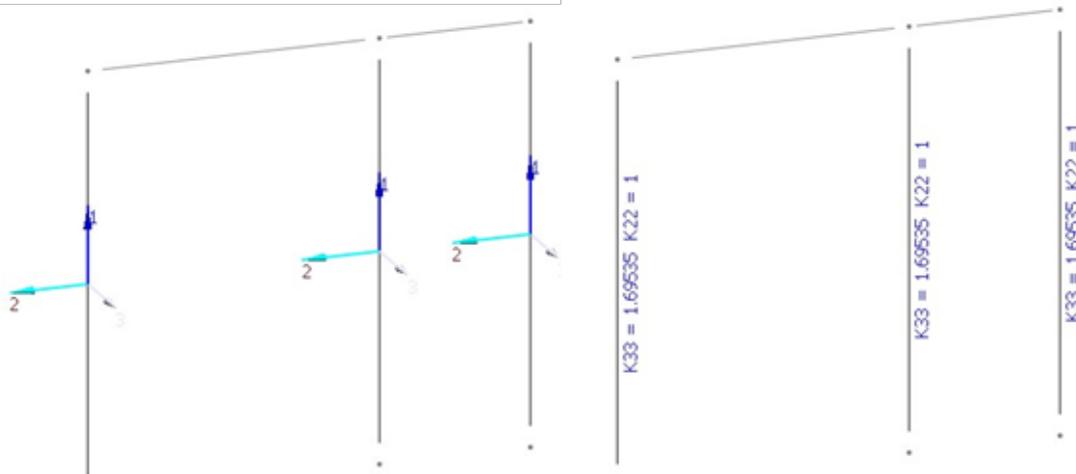


Figura 5: Resultados Ram Elements. Fuente: Elaboración propia

La transición se resuelve sobre la doble altura de la planta baja por lo tanto la altura libre ( $L$ ) de la columna es 7,43m según se indica en el corte de la Figura 6.

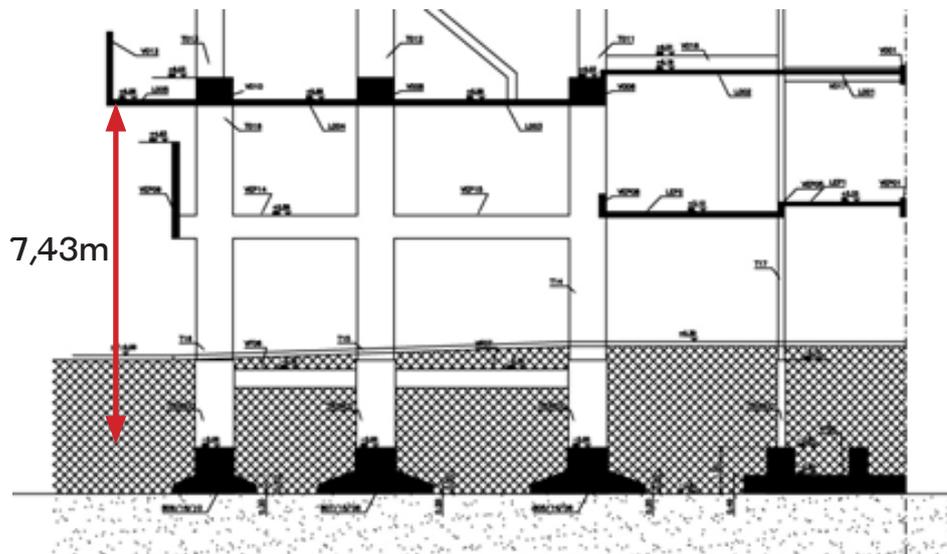


Figura 6: Corte esquemático. Fuente: Elaboración propia

Las dimensiones de la columna verifican los límites reglamentarios en este nivel analizado aunque se aclara que en el resto de los niveles las mismas son inferiores a 20cm llegando en algunos niveles a los 13cm. Para el nivel de planta baja:

$$\lambda = \frac{lp}{rmin} = \frac{L \times k}{b} \times \sqrt{12}$$

$$\lambda = \frac{7,43m \times 1,70}{0,20m} \times \sqrt{12} = 219 \gg 150$$

Como puede observarse se supera el límite de 200 para la esbeltez donde inexorablemente debería redimensionarse la pieza.



## ANÁLISIS EDIFICIO EEUJ 4263:

Como se dispone solo de la información publicada de la obra para su estudio, existen incertidumbres con respecto al diseño estructural expuesto en este informe que puede no corresponderse con el real. Se adjunta a continuación el esquema estructural de la planta tipo (Figura 7) deducida a partir de la información bibliográfica:

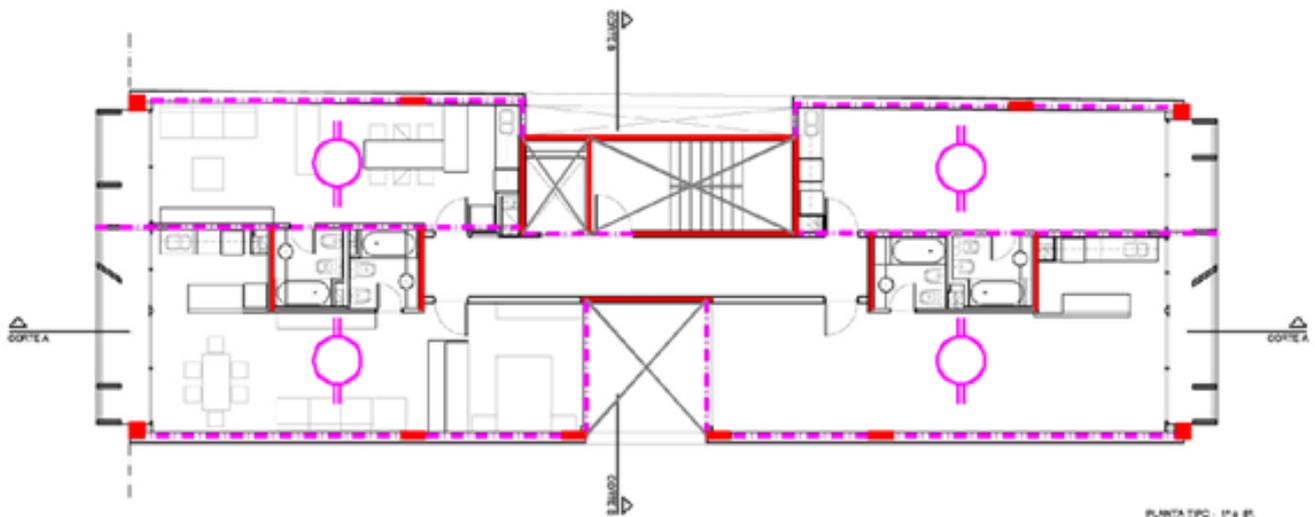


Figura 7: Esquema estructural de planta tipo. Fuente: Elaboración propia

Y un corte esquemático donde se representa la estructura de transición al interrumpirse algunos elementos estructurales en el nivel de acceso al edificio (Figura 8):

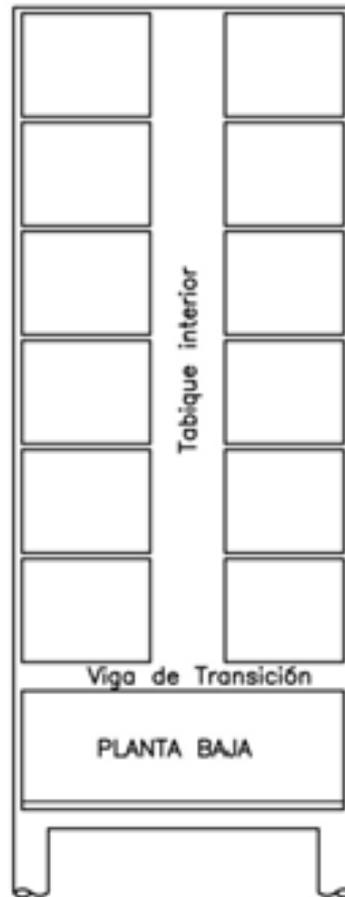


Figura 8: Corte esquemático de estructura de transición. Fuente: Elaboración propia

## Mecanismo estable:

Los planos verticales con continuidad hasta la planta baja (Figura 9) y encargados por lo tanto de garantizar la estabilidad de la obra serán los pórticos ubicados en las medianeras y el tubo de hormigón central donde se alojan las circulaciones verticales.

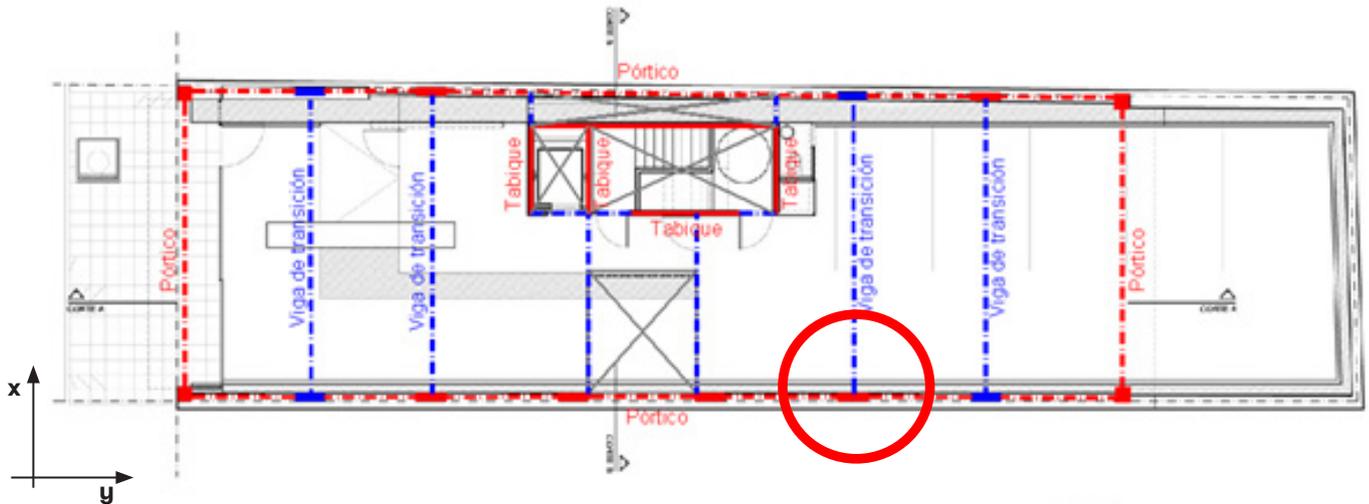


Figura 9: Esquema estructural losa sobre planta baja y direcciones de análisis. Fuente: Elaboración propia

De dicho análisis surge que el mecanismo estructural propuesto posee los planos verticales necesarios con la rigidez suficiente para garantizar la estabilidad del edificio.

La excentricidad entre el CM y el CR en la dirección X es aproximadamente igual al 11% y en la dirección Y es igual a cero. Los efectos torsionales por lo tanto se consideran aceptables.

## Estado tensional a compresión de las columnas principales:

La columna considerada como una de las principales dentro del mecanismo estructural es la indicada en la Figura 9.

La mayor área tributaria se da en la planta tipo siendo inferior al 20% del total del área de la planta. Resulta entonces un área tributaria total considerando toda la altura del edificio de:

Área tributaria total = 145 m<sup>2</sup>

Por lo tanto la carga de servicio en la columna será:

$$N_s = 145 \text{ m}^2 \times 1 \text{ t/m}^2 = 145 \text{ t}$$

Y el área de la columna según el relevamiento es:

$$\text{Área de columna} = 0,20 \text{ m} \times 0,85 \text{ m} = 0,17 \text{ m}^2$$

Se asume como calidad del hormigón utilizado H25 siendo habitual esta calidad de material en este tipo de edificación (información no disponible). La tensión de trabajo de la columna a compresión resulta:

$$f'_{ct} = \frac{N_s}{A_c} = \frac{145 \text{ t}}{0,17 \text{ m}^2} = 853 \text{ t/m}^2 < 862 \text{ t/m}^2$$

Verificando lo expuesto en el capítulo 2.

### **Esbeltz de las columnas principales:**

Se analiza la estabilidad de la columna seleccionada en planta baja. Según se dedujo de analizar el mecanismo estable, es posible garantizar el comportamiento de la estructura como indesplazable, por lo tanto el coeficiente de longitud efectiva considerado para su análisis será  $k=1$ .

Del corte (Figura 10) obtenemos la altura libre (L) de la columna:

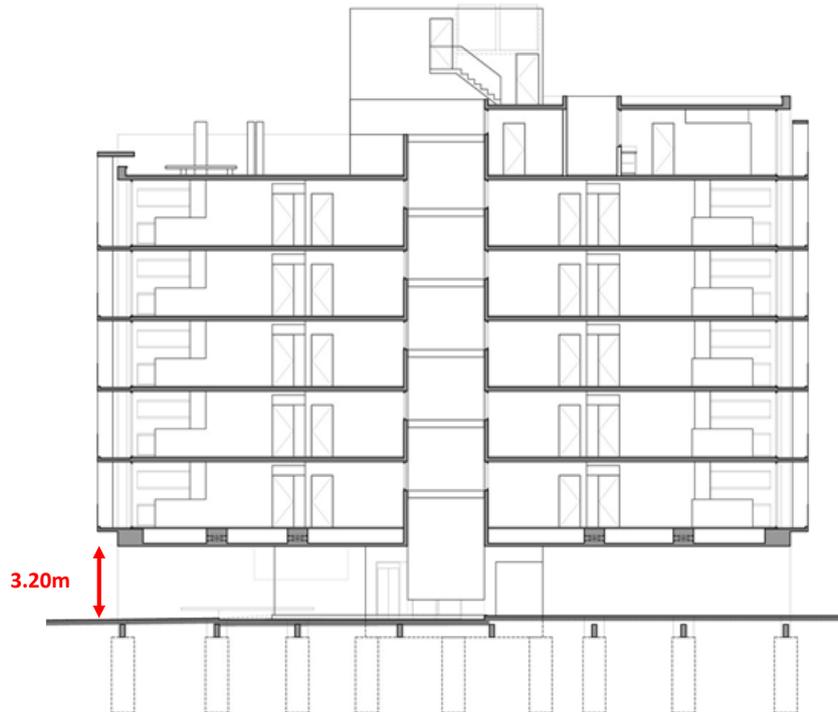


Figura 16: Corte longitudinal. Fuente: Imagen obtenida de la WEB

Por lo tanto, al adoptar un lado mínimo de la misma cumpliendo con las disposiciones reglamentarias tendremos:

$$\lambda = \frac{lp}{rmin} = \frac{L \times k}{b} \times \sqrt{12}$$

$$\lambda = \frac{3,20m \times 1,00}{0,20m} \times \sqrt{12} = 55 < 70$$



## ANÁLISIS EDIFICIO ARMENIA 1929/33:

Para la realización de este trabajo se analizará el sector del edificio ubicado al fondo del terreno, totalmente independiente del bloque de adelante desde el punto de vista de la superestructura. Para su estudio se dispone de los planos de estructuras compartidos por el estudio de arquitectura lo cual permite disminuir las incertidumbres en el análisis. En la Figura 11 se muestra un esquema de la estructura de la planta tipo.

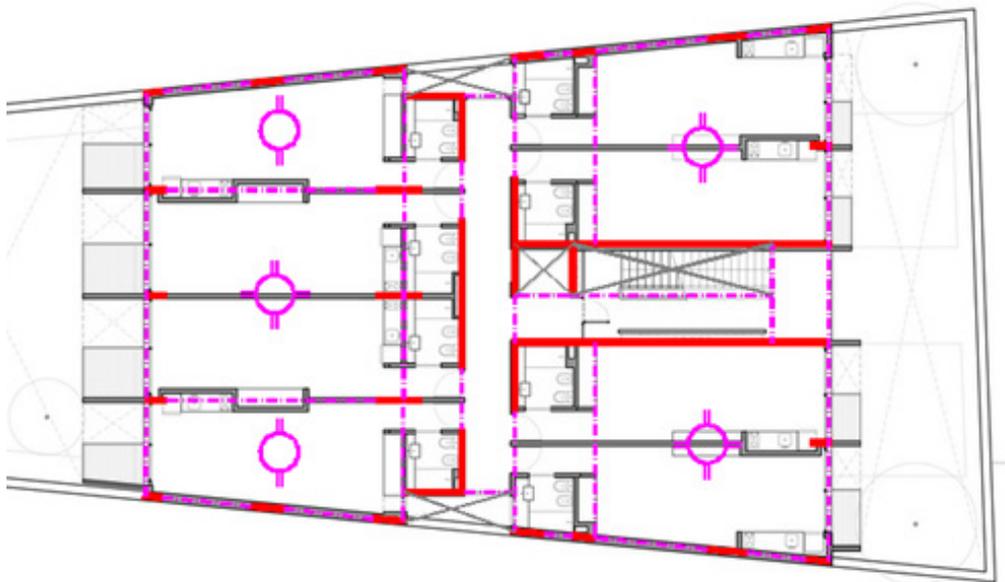


Figura 11: Esquema estructural losa sobre primer piso. Fuente: Elaboración propia

El edificio en el primer nivel posee 4 columnas centrales redondas de 35cm de diámetro, columnas medianeras de 18cm de ancho mínimo y un núcleo de circulación central con respecto al eje longitudinal del edificio. En la losa sobre planta baja se plantea una estructura de transición entre las columnas redondas y las columnas ubicadas en coincidencia con las envolventes de las unidades de vivienda de los niveles superiores. Las mismas poseen a partir de ese nivel un ancho igual a 13cm para no generar dientes entre la estructura y la mampostería.

Una particularidad del proyecto es el diseño osado de sus estructuras de transición, destacándose la viga Vierendeel que da al patio central que se ilustra en la Figura 12.

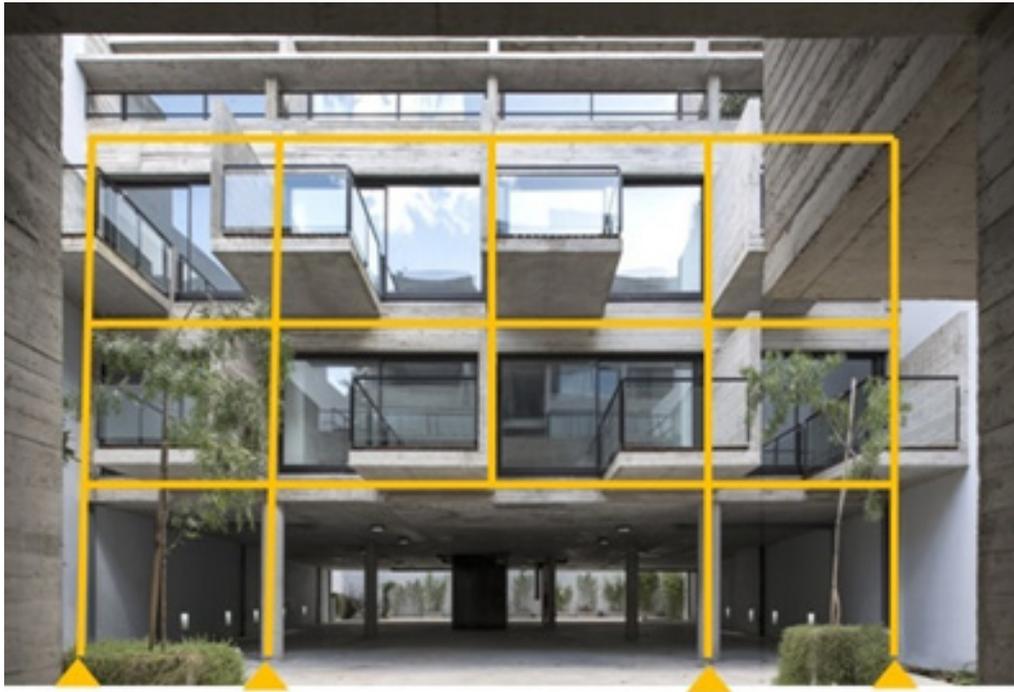


Figura 12: Esquema de transición sobre planta baja. Fuente: Elaboración propia

### **Mecanismo estable:**

Para analizar si el mecanismo estructural diseñado es estable se identifican los planos verticales resis-

tentes que tienen continuidad en planta baja y con la rigidez y resistencia suficiente para garantizar la indeformabilidad del edificio en las dos direcciones principales de análisis (Figura 13).

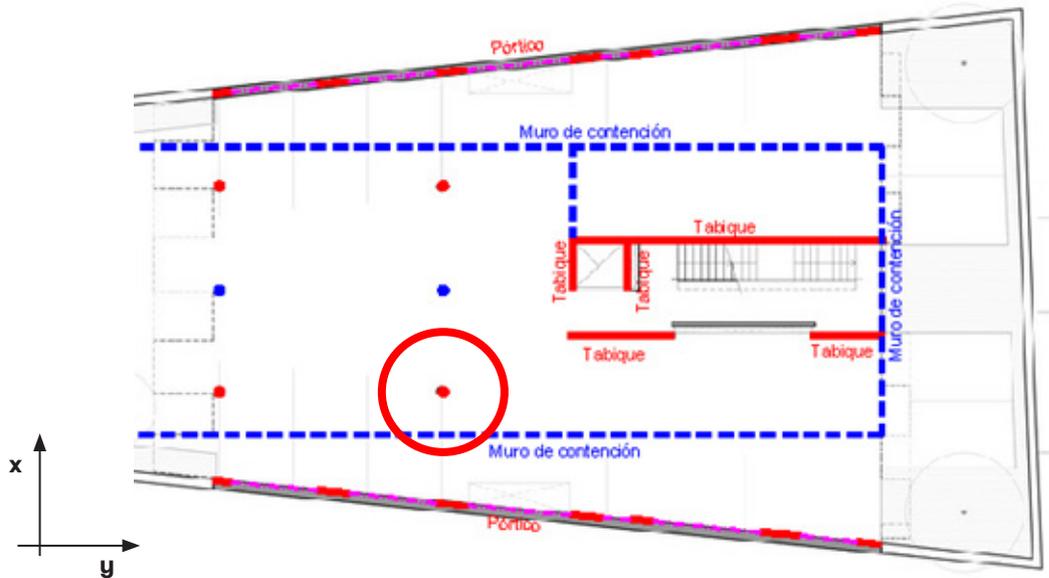


Figura 13: Esquema con planos verticales resistentes y direcciones de análisis. Fuente: Elaboración propia

Se deduce que aunque el mecanismo estructural propuesto posee la dirección Y mucho más rígida que la dirección X, existen tabiques en esta última dirección que se consideran suficientes para garantizar la estabilidad del conjunto. Se hace notar que se descartan como planos verticales los que se corresponden con las columnas centrales redondas ya que la dimensión de la viga que las vincula en coincidencia con la losa sobre planta baja es insuficiente para materializar un plano rígido y las columnas apoyan en otra estructura de transición planteada sobre la losa del subsuelo.

La excentricidad entre el CM y el CR en la dirección X es igual a cero ya que los planos se disponen simétricamente respecto del eje longitudinal del lote y en la dirección Y es aproximadamente igual al 30% con respecto a la longitud del edificio la cual se considera excesiva. Por lo tanto los efectos torsionales pueden generar situaciones riesgosas para la estructura.

### **Estado tensional a compresión de las columnas principales:**

La columna considerada una de las principales y que se analizará a continuación es la indicada en la

Figura 13. El área tributaria de la misma varía nivel a nivel pero en ningún caso supera el 12% del total del área de la planta. Resulta entonces un área tributaria total considerando toda la altura del edificio de:

$$\text{Área tributaria total} = 140 \text{ m}^2$$

Por lo tanto la carga de servicio en la columna será:

$$N_s = 140 \text{ m}^2 \times 1 \text{ t/m}^2 = 140 \text{ t}$$

Y el área de la columna definida a partir de las dimensiones indicadas en los planos de estructura es:

$$\text{Área de columna} = \frac{\pi \times (0.35 \text{ m})^2}{4} = 0,096 \text{ m}^2$$

La calidad del hormigón utilizado es H21 según la reglamentación CIRSOC 201 del año 1982 que se corresponde con un hormigón H25 de la reglamentación vigente, el cual se considera aceptable para este tipo de estructuras. La tensión de trabajo de la columna a compresión resulta:

$$f'_{ct} = \frac{N_s}{A_c} = \frac{140 \text{ t}}{0,096 \text{ m}^2} = 1458 \text{ t/m}^2 > 862 \text{ t/m}^2$$

Posicionándonos frente a un diseño estructural riesgoso por superar las tensiones máximas admisibles para esa calidad de hormigón.

### **Esbeltz de las columnas principales:**

La estructura como se mencionó anteriormente se asume indesplazable, por lo tanto se considerarán en las columnas los efectos de segundo orden **P-δ**. El coeficiente de longitud efectiva adoptado es  $k=1$ . Las columnas redondas verifican las dimensiones mínimas indicadas para estas secciones ya que superan los 30cm. Sin embargo las columnas ubicadas en medianeras que además constituyen planos verticales resistentes no cumplen con el ancho mínimo de 20cm especificado en el reglamento CIRSOC201 (Capítulo 10-8, p. Cap. 10 – 224). Por lo tanto se verificará la esbeltez de las mismas tanto en los niveles superiores donde las columnas poseen 13cm de ancho como en el nivel de planta baja

donde las columnas poseen mayor altura a los niveles tipo y 18cm de ancho.  
Del corte (Figura 14) obtenemos las alturas libres (L) a considerar en cada caso:



Figura 14: Corte longitudinal. Fuente: Imagen obtenida de la WEB

La longitud de las columnas de los niveles superiores se toma a fondo de losa (vigas solo según una dirección) y la longitud de las columnas de planta baja se toma a fondo de viga ya que existe un emparrillado de vigas en dos direcciones de 25cm de altura.

Por lo tanto para las columnas rectangulares tenemos:

$$\lambda = \frac{lp}{r_{min}} = \frac{L \times k}{b} \times \sqrt{12}$$

$$\lambda_1 = \frac{2,80m \times 1,00}{0,18m} \times \sqrt{12} = 54 < 70$$

$$\lambda_2 = \frac{2,65m \times 1,00}{0,13m} \times \sqrt{12} = 71 \cong 70$$

Y en el caso de la columna más cargada que es de sección circular, la esbeltez resulta:

$$\lambda = \frac{lp}{r_{min}} = \frac{L \times k}{r} \times 2$$

$$\lambda_3 = \frac{2,80m \times 1,00}{0,175m} \times 2 = 32 < 70$$

Verificando en todos los casos los límites definidos en el capítulo 2.

# ANÁLISIS EDIFICIO DE VIVIENDAS JUFRE:

Para el estudio de este EV se dispone solo de la información publicada. Esto genera incertidumbres en el análisis ya que se propone un esquema estructural que puede no corresponderse con el real. Según se mencionó en la descripción del proyecto de arquitectura, en todos los niveles varía la ubicación de la bandeja que es terraza en las unidades de vivienda, modificándose la planta de estructuras para cada nivel con la posición de esta losa. El esquema estructural para ser coherente con el diseño de arquitectura debe permitir entonces este corrimiento sin alterar sustancialmente los mecanismos resistentes. A continuación se adjunta en la Figura 15 un esquema de la estructura de los niveles 3 y 5 y la planta baja con los planos verticales resistentes del edificio identificados a través de las fuentes disponibles.

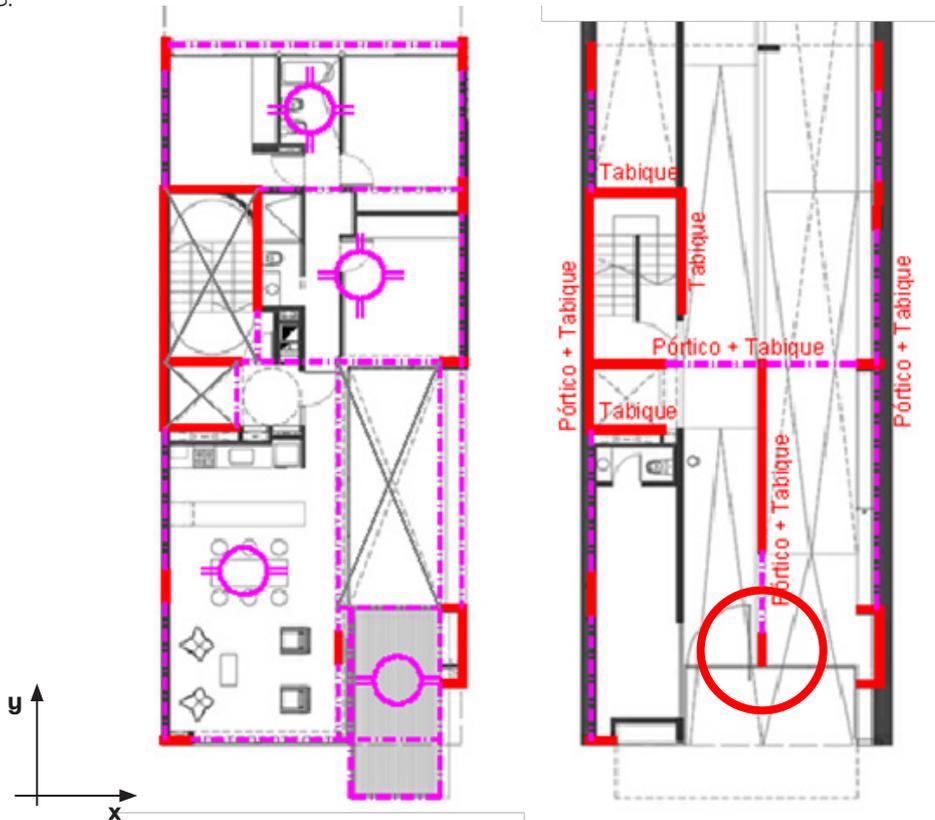


Figura 15: Esquema estructural losa nivel 3 y 5 y Estructura portante de planta baja y direcciones de análisis. Fuente: Elaboración propia

## **Mecanismo estable:**

Los planos verticales se materializan por la combinación de pórticos y tabiques, dispuestos según las dos direcciones de análisis y con la rigidez y resistencia suficiente para garantizar la estabilidad del conjunto. La dirección Y se presenta mucho más rígida que la dirección X, situación habitual en el diseño de edificios entre medianeras. No obstante la dirección X posee tabiques dispuestos en el núcleo de circulaciones verticales de los cuales no hay certezas de sus espesores y un pórtico central que vincula una columna con un tabique garantizando los mecanismos resistentes necesarios para estabilizar el edificio en esta dirección.

La excentricidad entre el CM y el CR en la dirección X es del 15% con respecto al ancho del edificio y en la dirección Y es aproximadamente igual al 4% con respecto a la profundidad del edificio las cuales se consideran aceptables. Por lo tanto los efectos torsionales que se esperan caerán dentro de los rangos considerados aceptables.

## **Estado tensional a compresión de las columnas principales:**

La columna considerada una de las principales y que se analizará a continuación es la indicada en la Figura 15. El área tributaria de la columna varía nivel a nivel pero en ningún caso supera el 17% del total del área de la planta. Resulta de considerar todos los niveles del edificio un área tributaria total en la columna de:

$$\text{Área tributaria total} = 114 \text{ m}^2$$

Por lo tanto la carga de servicio en la columna será:

$$N_s = 114 \text{ m}^2 \times 1\text{t}/\text{m}^2 = 114\text{t}$$

Las dimensiones de la columna relevadas con suficiente aproximación son 15cm x 85cm (lado mínimo de la columna menor a 20cm), el área de la columna es entonces:

$$\text{Área de columna} = 0,15\text{m} \times 0,85\text{m} = 0,13\text{m}^2$$

Se adopta un hormigón de calidad H25 para la realización de este análisis ya que esta información no se encuentra publicada. La tensión de trabajo de la columna a compresión resulta entonces:

$$f'_{ct} = \frac{Ns}{Ac} = \frac{114t}{0,13 m^2} = 877t/m^2 \cong 862t/m^2$$

Del análisis se asume que este EV puede considerarse con un diseño estructural con confiabilidad aceptable ya que la mínima diferencia que existe puede deberse a errores en el relevamiento.

### **Esbeltez de las columnas principales:**

La estructura como se mencionó anteriormente se considera indesplazable, por lo tanto deberán considerarse en las columnas los efectos de segundo orden **P-δ**.

La columna seleccionada para el análisis no cumple con el mínimo dimensional recomendado en el reglamento CIRSOC 201. Se procede a continuación a verificar su esbeltez. El coeficiente de longitud efectiva considerado será  $k=1$ .

Del corte (Figura 16) obtenemos la altura libre (L) de la columna:

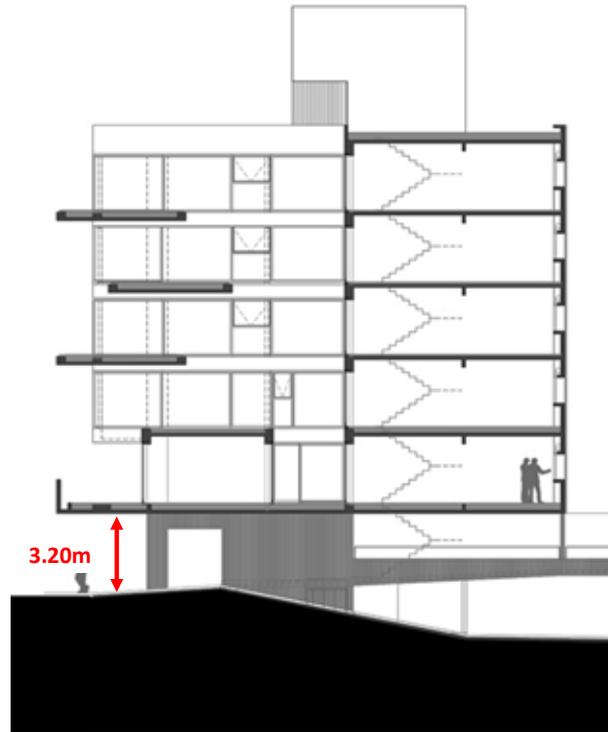


Figura 16: Corte longitudinal. Fuente: Imagen obtenida de la WEB

Donde la longitud de la columna se toma a fondo de losa.

Por lo tanto la esbeltez es:

$$\lambda = \frac{lp}{r_{min}} = \frac{L \times k}{b} \times \sqrt{12}$$

$$\lambda = \frac{3,20m \times 1,00}{0,15m} \times \sqrt{12} = 74 \cong 70$$

Considerándose con confiabilidad estructural aceptable tomando de referencia lo expuesto en el capítulo 2.

