

# CAPÍTULO 5

---

DIMENSIÓN TECNOLÓGICA



## 5.1. ALCANCE

---

El presente proyecto se desarrollará el Diseño Arquitectónico y Estructural de la ampliación en Planta Alta del Ala Este, la construcción de 840 m<sup>2</sup> de superficie cubierta total, en planta alta, destinada principalmente a módulos áulicos, accesos y servicios. Además de la remodelación estructural de los espacios existentes en dicha ala.

Se proyectarán siete aulas y un SUM, divididos en cuatro bloques (ver *punto 5.3.2.1*) el primer bloque, se encontrará en la parte sur del ala, tendrá una superficie de 195 m<sup>2</sup> destinada a dos aulas, más una galería abierta común en todo el Ala. El segundo bloque, el inmediato siguiente al bloque 1, hacia el norte, contará con 225 m<sup>2</sup> de superficie, destinado a un aula de dimensiones considerables, las cuales abarcarán el espacio provisto para la continuación de la circulación proveniente de los otros bloques. Mientras que el tercer bloque, en la parte norte del ala, se dividirá en tres aulas, con una superficie de 288 m<sup>2</sup>, más los espacios de accesos (galerías). Por último, el cuarto bloque, se encontrará sobre el SUM existente en planta baja, será de 132 m<sup>2</sup> de superficie, destinado a un SUM y su respectivo acceso. Además, se modificará el aula 18 de la Planta Alta existente, transformando parte de ella en un bloque sanitario, de las mismas características al que se encuentra en Planta Baja, bajo esta aula. Por último, se generará la vinculación con el Sector Norte (Biblioteca y Buffet) existente y con el futuro proyecto del Edificio de Gestión e Investigación.

## 5.2. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

---

El diseño que se llevará a cabo en la segunda planta del Ala Este coincidirá prácticamente en su totalidad con el esquema existente en Planta Baja, de esta forma, se logra un aprovechamiento óptimo de lo existente y del espacio, para cumplir con las necesidades planteadas (*punto 2.3 capítulo 2*).

En Planta baja se modificará el esquema de los dos bloques existentes, para poder individualizar los mismos, brindando una solución estructural segura frente a la remodelación de todos los espacios (ver *punto 5.3.3.1*), el nuevo edificio se encontrará dividido en 4 bloques áulicos. Por ellos, se copiará lo planteado para la Planta Alta, en la Planta Baja, exceptuando el denominado Bloque 2 (planta alta), donde se generará un aula de grandes dimensiones, en planta baja se continuará con el mismo formato existente. Esta aula, abarcará la circulación de la futura galería, conllevando a la necesidad de una modificación en la circulación, la que se resolverá con una pasarela que vinculará dichos bloques. Con respecto al Bloque 4 (actual SUM), seguirá con el mismo lineamiento arquitectónico y estructural que en Planta Baja.

Por *último*, se proyectará una escalera externa aproximadamente en el centro del Ala (ver *plano N°2 y N°3*) para evitar que las circulaciones y vías de escape en planta alta sean muy

extensas ya que sin ella, respetando el decreto N°351/79 que modifica la Ley Nacional N°19587/72 de Seguridad e Higiene en el Trabajo, "(...) Todo punto de un piso, no situado en piso bajo, distará menos de 40m de la caja de escalera a través de una línea de libre trayectoria. La misma se encontrará unida al bloque 3 mediante junta constructiva, ya que será independiente con respecto a todos los bloques desarrollados.

### **5.2.1. ANTECEDENTES**

#### **5.2.1.1. ANTECEDENTES DOCUMENTADOS**

El edificio existente cuenta con una documentación parcial; por un lado, el sector del SUM posee planos de Arquitectura conforme a obra, y por otro, el grupo áulico denominado Ala Este, sólo un croquis *dispuesto* por la Facultad Regional San Rafael, el cual fue completado con un relevamiento. Los planos Arquitectónicos de ambos bloques se encuentran en ANEXO 1.

#### **5.2.1.2. TESTIMONIOS**

En vista de la falta de documentación escrita, se procede a recaudar información de las personas *involucradas* en la construcción de los ambientes existentes. Es así como se consiguen los testimonios del Ing. Roberto Vilches, Vicedecano de la Facultad Regional San Rafael. El mismo, detalla que la construcción se realizó con bajos recursos económicos, y en tiempos difíciles para la economía argentina, lo que dificultaba la obtención de materiales. El diseño arquitectónico se limitó en vista a lo mencionado, por lo que se buscó primeramente cubrir la necesidad del espacio (generando dos bloques, construidos en diferentes períodos) y el aspecto funcional con destino en ambientes áulicos, antes del diseño estético.

### **5.2.2. SISTEMA CONSTRUCTIVO**

El Sistema Constructivo a utilizar será el de construcción tradicional, con muros de mampostería, vigas, columnas y bases de hormigón armado. Vigas y Columnas encofradas, y los muros se construirán a mano.

### **5.2.3. PLANOS DE ARQUITECTURA**

#### **5.2.3.1. PLANIMETRÍA**

Ver Plano N°1.

#### **5.2.3.2. PLANTAS**

Ver Plano N°2, N°3 y N°4.

#### **5.2.3.3. FACHADAS**

Ver Plano N°5.

#### **5.2.3.4. CORTES Y PLANILLAS DE LOCALES**

Ver Plano N°6.

#### **5.2.3.5. CARPINTERÍA**

Ver Plano N°7.

## **5.3. DISEÑO ESTRUCTURAL**

---

Previo al planteo del Diseño Estructural, se realizó un relevamiento de la estructura existente para poder analizar y evaluar su funcionalidad. En la misma se estudiaron las dimensiones, las secciones de armadura y todos aquellos elementos que puedan ser reutilizados en la ampliación.

Al momento del planteo Estructural, se evaluaron las diferentes posibilidades de diseño, con el fin de poder utilizar la mayor cantidad de elementos estructurales existentes, respetando los requisitos reglamentarios, funcionales y de seguridad de las personas. Para ello, se analizaron los bloques, planos y elementos estructurales existentes y las posibles modificaciones en función de los análisis de cargas, condiciones de vínculos y modelación de esfuerzos, para luego dimensionar dichos elementos.

### **5.3.1. ANTECEDENTES**

#### **5.3.1.1. ANTECEDENTES DOCUMENTADOS**

En la información archivada en la Facultad Regional San Rafael, no se encuentran planos Estructurales de la totalidad del Ala, siendo el SUM el único bloque que cuenta con Planos conforme a obra, en ANEXO 1. El grupo áulico existente, conformado como Ala Este de la Facultad, no fue presentado ante el Municipio de San Rafael, por lo que existe plano alguno.

#### **5.3.1.2. TESTIMONIOS**

Para poder llevar a cabo el Análisis y Diseño Estructural se consultó con las autoridades del establecimiento, quienes estuvieron a cargo del Proyecto del Ala Este cuando se construyó. Fueron ellos quienes detallaron las características de los elementos estructurales existentes, sus dimensiones y armadura en el caso del hormigón armado. Los planos generados a partir de los testimonios se encuentran en el ANEXO 1.

## **5.3.2. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE EN FUNCIÓN DE LA REGLAMENTACIÓN**

### **5.3.2.1. ESQUEMA ESTRUCTURAL**

La estructura a ampliar, actualmente se encuentra dividida en dos bloques, por un lado el SUM y por el otro, un grupo áulico, el cual consta de 63.25 m de largo (de Sur a Norte) y 10.50 m de ancho (de Este a Oeste). En este último se aprecia el predominio de una dimensión con respecto a la otra, lo que influye negativamente en la respuesta estructural, debido a que genera grandes componentes torsionales ante la acción sísmica. Es recomendable que la longitud más grande no exceda el doble de la dimensión más chica, de lo contrario, para optimizar el comportamiento de la estructura frente al sismo corresponde realizar juntas constructivas para disminuir dicha relación. Estas juntas deben garantizar el movimiento independiente de cada bloque. Es por ello que en el grupo áulico se tomó la decisión de analizar la subdivisión en cuatro bloques. En Plano N°8, N°9 y N°10, podrá observarse dichas divisiones. La junta se materializará individualizando los bloques con la generación de nuevos muros, que respetarán todas las disposiciones del CIRSOC 103 Parte III para muros sismorresistentes. Deberá estudiarse la separación entre estos muros para que los bloques puedan deformarse libremente frente a sollicitaciones de sismo, y no impartir nuevas sollicitaciones sobre los bloques adyacentes debido a las deformaciones sufridas.

### **5.3.2.2. DIMENSIONES Y ARMADURAS DE VIGAS**

En este punto se vuelve difícil el análisis de lo existente, ya que las vigas se encuentran visiblemente ocultas, por lo que se hace imposible comprobar las dimensiones de las mismas. Con respecto al bloque del grupo áulico existente, y según los testimonios recaudados se consiguieron algunas medidas pero con muchas incertidumbres, por lo que en los esquemas estructurales, solamente se consideran las vigas de fundación.

En cuanto a las vigas de techo, los datos de los testimonios aseguran que las mismas son vigas reticuladas de acero, conformadas por perfiles tipo “L” en los vértices y cocidas con montantes de barras de acero de 10mm de diámetro. Confirmando lo dicho en el punto 5.2.1.2, la época en que fue llevada a cabo la construcción del ala existente, experimentó grandes variaciones en el plano económico, por lo que en ese entonces era muy difícil conseguir ciertos materiales, entre ellos justamente, todos aquellos de acero, como los montantes y los perfiles de los vértices. Esto ocasionó que durante la etapa de obra se usaran los materiales que había en el mercado y no los que se necesitaban. Esta condición, suma incertidumbres, de todas formas para el esquema estructural, se toman las vigas reticuladas de las mismas dimensiones de las proyectadas para la Ampliación existente del Ala Este, la cuales se encuentran anexadas en el Plano N°22 y N°23.

En el bloque del SUM la situación es distinta debido a que las vigas existentes son de hormigón armado, y sobre la galería son metálicas. La armadura y dimensiones de las mismas se encuentran en el ANEXO 1.

**5.3.2.3. DIMENSIONES Y ARMADURAS DE COLUMNAS**

Otro aspecto que se analizó fueron las dimensiones y secciones de armadura de los elementos de hormigón armado para evaluarlo con respecto a los reglamentos vigentes. Se estudió la relación entre la sección de hormigón y las secciones de acero de las columnas existentes, para luego compararlas con las cuantías límites de armadura de elementos comprimidos, impuestas por el Reglamento CIRSOC 201;

$$A_{st} \geq 0.01 A_g$$

$$A_{st} \leq 0.08 A_g$$

Según la información aportada por los testimonios del Ing. Vilches (*cap. 5 punto 5.3.2.1*) la armadura de las columnas existentes del bloque áulico, consta de 6 barras de 12mm de diámetro (6 Ø 12), con estribos de 6mm de diámetro cada 10cm (1 Ø 6 c/10cm). Mientras que las dimensiones de las columnas relevadas son de 25cm de ancho por 45cm de largo. Por lo tanto, la cuantía será:

$$\frac{A_{st}}{A_g} = \frac{6.78cm^2}{1125cm^2} = 0.006cm^2$$

Se aprecia que dicha relación se encuentra por debajo de las exigencias mínimas en la totalidad de las columnas existentes. Es por ello que independientemente de los esfuerzos a ser sometidas, deberán ser reforzadas para cumplir con dicho requisito.

Producto de lo antes mencionado, se deben analizar las restricciones de vinculación de las columnas a reforzar, considerando que dicho refuerzo no podrá anclarse, según lo dispuesto en el Reglamento CIRSOC 201, a las bases de hormigón armado existentes para considerarlas como empotradas a ellas. En esta instancia, es prudente estimar la unión columna – base con un vínculo de doble restricción, librando a la estructura a una posible rotación. Esta limitación plantea además la problemática de poder unir los refuerzos nombrados a la estructura existente. Como es de saber, lograr que la nueva estructura sea solidaria a la existente presenta grandes incertidumbres difíciles de responder.

En las columnas existentes en el bloque del SUM la situación cambia, las mismas tienen dimensiones de 18cm de ancho por 40cm de largo, y una armadura compuesta de 6 barras de 12mm de diámetro y 2 barras de 10mm de diámetro, estas columnas son las existentes dentro del SUM, las columnas de la galerías son circulares de 20cm de diámetro con 4 barras de 10mm de diámetro armadas de forma rectangular, podrá apreciarse lo explicitado en el ANEXO 1. A continuación se observan las cuantías de ambas columnas:

$$\frac{A_{st}}{A_g} = \frac{8.35cm^2}{720cm^2} = 0.011cm^2 \text{ Columna rectangular}$$

$$\frac{A_{st}}{A_g} = \frac{3.14cm^2}{314.16cm^2} = 0.009cm^2 \text{ Columna Circular}$$

Podemos observar que las columnas rectangulares cumplen con la cuantía mínima, en cambio las columnas circulares no cumplen con la cuantía mínima.

#### **5.3.2.4. MUROS**

Los muros existentes en el grupo áulico del Ala Este no poseen especificaciones escritas, por lo que se realizó un relevamiento, y se determinó que los mismos se conforman de ladrillo visto, de adobones comunes de 18cm de ancho por 30cm de alto y 7cm de alto, con 2cm de mortero de asiento. Se encuentran correctamente encadenados y las características y dimensiones de los paneles cumplen con las especificaciones reglamentarias. En cuanto a las tensiones admisibles al corte, por falta de información, se consideran análogas a las especificadas en proyectos anteriores, documentados en la Facultad. Dicha tensión corresponde a 2 kg/cm<sup>2</sup>.

En el bloque del SUM existen planos estructurales, por lo que pueden observarse las especificaciones de los muros en los mismos. La tensión admisible al corte que figura es de 2kg/cm<sup>2</sup>.

#### **5.3.2.5. BASES**

En este punto se presentan las mayores incertidumbres, debido a que el desconocimiento y falta de información es bastante. En los Planos estructurales existentes se aprecian las bases construidas en el bloque del SUM, el problema existe en el bloque del Ala Este más antigua, ya que ni siquiera los testimonios aseguraron las dimensiones o armaduras de las bases. La única información recaudada al respecto, fue que las bases están probablemente muy sobredimensionadas, y puedan utilizarse las mismas para fundar la estructura nueva.

### **5.3.3. ADECUACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE FRENTE A LAS NUEVAS SOLICITACIONES**

Una vez estudiado todos los elementos estructurales existentes, se procedió a analizar las nuevas cargas a generarse sobre la estructura, junto al nuevo esquema estructural, respetando los elementos aptos para dichas cargas y adecuando o desechando los que no correspondan, para luego llevar a cabo el cálculo y dimensionamiento de ellos.

#### **5.3.3.1. PLANTEO DEL ESQUEMA ESTRUCTURAL**

En primer lugar, y como se detalló anteriormente (*Punto 5.3.2.1*), se divide el bloque existente del grupo áulico en tres bloques (Bloque 1, 2 y 3) para evitar grandes componentes torsionales ante la acción sísmica, por su parte, el Bloque 4, correspondiente al SUM, queda con las dimensiones actuales.



A continuación, se generaron los planos estructurales, siguiendo los lineamientos de la estructura existente, los mismos se pueden apreciar en el Plano N°8, N°9 y N°10. Estos constan de muros sismorresistentes (Plano 3, 4, 6, 8, 9, 13, 14, 16, 18, 20, 21, 22 y 23) y pórticos de Hormigón Armado (Plano 1, 2, 5, 7, 10, 11, 12, 15, 17, 19, 24 y 25). Los muros sismorresistentes se adecúan según el análisis que se realiza en el *punto 5.3.4.4*, generando mayor cantidad de ellos para evitar rupturas debido a las solicitaciones sísmicas que se producirían por las relaciones de dimensiones de los bloques. Por su parte, los pórticos de Hormigón Armado planteados tienen características particulares según su ubicación; en el Plano 1 de los Bloques 1, 2 y 3, se generarán columnas nuevas, circulares de hormigón armado, de 30 cm de sección, y empotradas al suelo mediante bases de hormigón armado. En el Plano 1 del Bloque 4, se utilizarán las columnas circulares existentes, previa verificación. En el Plano 2 del Bloque 1, 2 y 3, se generarán dos tabiques de 80 cm por 20 cm en ambos extremos, suprimiendo las bases existentes en la zona de influencia e incorporando nuevas acorde a los esfuerzos, y de esta forma el plano adquirirá rigidez, y las cargas de flexocompresión se aplicarán solamente a estos nuevos tabiques, y no a las columnas intermedias existentes. Dichas columnas se consideran en sus bases, vinculadas mediante apoyos dobles ya que el refuerzo necesario a incorporar no llegará a ellas, además, se considerarán articuladas en su extremo superior, por lo tanto absorberán solo cargas axiales, imponiéndole todos los esfuerzos de flexocompresión a los tabiques. En los Planos 5, 7, 10, 11, 12, 15, 17, y 19 de los Bloques 1, 2 y 3 según corresponda, se utilizarán las columnas existentes con su correspondiente refuerzo, considerándolas con un apoyo doble en su base y tomando esfuerzos de flexocompresión a nivel de entrepiso. Todos los pórticos de Hormigón Armado antes mencionados, a nivel de entrepisos contarán con nuevas vigas de carga según cálculos.

Los planos estarán vinculados a nivel de entrepiso, principalmente mediante losas cerámicas, a excepción de algunos casos, en donde se proyectan losas macizas. A nivel de techo, por contar con cubierta liviana, los planos se encontrarán desvinculados, originando articulaciones en los capiteles de las columnas. En dicho nivel, se reutilizarán o se generarán, según corresponda, vigas metálicas y correas de techo.

La escalera exterior proyectada será de Hormigón Armado, contando con un tabique central que recibirá toda carga proveniente de los escalones y las losas de descanso. Se considerará externo al sistema de bloques, generando un análisis independiente. El tabique estará empotrado al suelo mediante una única base.

### **5.3.3.2. ANÁLISIS DE CARGAS PARA NUEVAS SOLICITACIONES**

El Análisis de Cargas se realizó para todos los bloques a construir, según el tipo de estructura de cada uno, los elementos de las cubiertas, entrepisos y escaleras y las posibles cargas permanentes, variables o accidentales. Además, se realizaron en función de los Reglamentos que se especifican a continuación;

## CAPITULO 5 – DIMENSIÓN TECNOLÓGICA

- **Reglamento CIRSOC 101:** para cargas y sobrecargas gravitatorias sobre las estructuras de edificios, las mismas se determinaron en función del peso específico de los materiales y según sean dinámicas o estáticas.
- **Reglamento CIRSOC 104:** para la acción de la nieve y el hielo sobre las construcciones, las mismas se obtuvieron según la zona en la que se encontrará el edificio en la Argentina, el peso de la nieve que puede acumularse sobre el terreno en dicha zona y la pendiente de la cubierta.
- **Reglamento CIRSOC 201:** se obtuvieron las cargas correspondientes acorde a las distintas combinaciones de cargas establecidas en el código.
- **Código de Construcciones Sismorresistentes de la Provincia de Mendoza:** para la acción del sismo, las cargas se obtuvieron según el peso de la construcción por piso, la zona en la que estará situado el edificio; la que determina un coeficiente de riesgo sísmico según referencias de sismos anteriores, coeficiente de destino, tipo de vinculación y grado de ductilidad de la estructura y la influencia del terreno según la resistencia que brinda el mismo. Además, se consideró un porcentaje de participación de la sobrecarga accidental según su finalidad. Cabe destacar que el análisis sísmico fue en función del Método Estático.

<b>ANÁLISIS DE CARGAS</b>	
<b>ENTREPSISO DE LOSAS CERÁMICAS PARA AULAS</b>	
Piso cerámico y pegamento (e = 1 cm)	27 kg/m <sup>2</sup>
Carpeta de mortero (e = 2.5 cm)	45 kg/m <sup>2</sup>
Losa cerámica Tipo PREAR 90 con doble vigueta y capa de compresión (e = 5 cm), alivianada con bloques de polietileno (h = 16.5 cm)	308 kg/m <sup>2</sup>
Cielorraso de yeso aplicado (e = 2.3 cm)	30 kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL PESO PROPIO</b>	<b>410 kg/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga Reglamentaria	350 kg/m <sup>2</sup>
Carga de Cálculo	qv = 760 kg/m <sup>2</sup>
Carga para Análisis Sísmico (Coef. de participación de la sobrecarga accid. = 0.5)	qs = 585 kg/m <sup>2</sup>
<b>ENTREPISOS DE LOSAS CERÁMICAS PARA CORREDORES</b>	
Piso cerámico y pegamento (e = 1 cm)	27 kg/m <sup>2</sup>
Carpeta de mortero (e = 2.5 cm)	45 kg/m <sup>2</sup>
Losa cerámica Tipo PREAR 90 con doble vigueta y capa de compresión (e = 5 cm), alivianada con bloques de polietileno (h = 16.5 cm)	308 kg/m <sup>2</sup>
Cielorraso de yeso aplicado (e = 2.3 cm)	30 kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL PESO PROPIO</b>	<b>410 kg/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga Reglamentaria	400 kg/m <sup>2</sup>
Carga de Cálculo	qv = 760 kg/m <sup>2</sup>
Carga para Análisis Sísmico (Coef. de participación de la sobrecarga accid. = 0.5)	qs = 585 kg/m <sup>2</sup>
<b>ENTREPISOS DE LOSAS MACIZAS PARA CORREDORES</b>	
Piso cerámico y pegamento (e = 1 cm)	27 kg/m <sup>2</sup>
Mortero de aciento (e = 2 cm)	42 kg/m <sup>2</sup>
Carpeta de mortero de nivelación (e = 4 cm)	70 kg/m <sup>2</sup>
Losa armada con vigas placa de H°A° (e = 15 cm)	365 kg/m <sup>2</sup>
Cielorraso de yeso aplicado (e = 2.3 cm)	25 kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL PESO PROPIO</b>	<b>529 kg/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga Reglamentaria	400 kg/m <sup>2</sup>
Carga de Cálculo	qv = 929 kg/m <sup>2</sup>
Carga para Análisis Sísmico (Coef. de participación de la sobrecarga accid. = 0.5)	qs = 729 kg/m <sup>2</sup>
<b>ESCALERA EXTERIOR DE HORMIGOÓN ARMADO</b>	
Piso de Hormigón Visto y mortero de aciento (e = 3 cm)	75 kg/m <sup>2</sup>
Escalón de H°A° según cálculo (e = 18 cm)	432 kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL PESO PROPIO</b>	<b>507 kg/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga Reglamentaria	400 kg/m <sup>2</sup>
Carga de Cálculo	qv = 907 kg/m <sup>2</sup>
Carga para Análisis Sísmico (Coef. de participación de la sobrecarga accid. = 0.5)	qs = 607 kg/m <sup>2</sup>
<b>CUBIERTA METÁLICA SOBRE 1° PISO</b>	
Cubierta de capas tipo PG400 BWG N°22 + Fijaciones	9 kg/m <sup>2</sup>
Correas de techo tipo COMESI Perfil "C" o similar c/60 cm	10 kg/m <sup>2</sup>
Aislación termo-acústica con lana de vidrio 3" con PKP y aluminio	1 kg/m <sup>2</sup>
Cielorraso de placas de yeso c/armazón de chapa plegada	30 kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL PESO PROPIO</b>	<b>50 kg/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga Reglamentaria	90 kg/m <sup>2</sup>
Carga de Cálculo	qv = 140 kg/m <sup>2</sup>
Carga para Análisis Sísmico (Coef. de participación de la sobrecarga accid. = 0.5)	qs = 95 kg/m <sup>2</sup>

### **5.3.3.3. MODELACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL**

Una vez determinado el esquema estructural y las solicitaciones actuantes sobre este, se modela en un software de análisis estructural (ETABS), de donde se obtienen los esfuerzos generados en los distintos elementos. Se modelaron los planos que contienen pórticos sismorresistentes, para luego dimensionar los elementos estructurales que intervienen en cada uno.

En cuanto a los momentos nominales (resistencia de los elementos estructurales) se utiliza las tablas de CALCAP facilitadas por el Ingeniero Cristian Bay.

### **5.3.3.4. ANÁLISIS DE MUROS SISMORRESISTENTES**

En los primeros análisis estructurales se respetaron los muros existentes y se adicionaron solamente los muros extremos de cada bloque. En ellos, los resultados no fueron los esperados ya que la verificación de la resistencia al corte era superior a la admisible estipulada en el punto 5.3.2.4., en consecuencia de los grandes momentos torsionales que se generaban por las grandes excentricidades entre los tabiques de mampostería y el centro de rigidez de cada bloque.

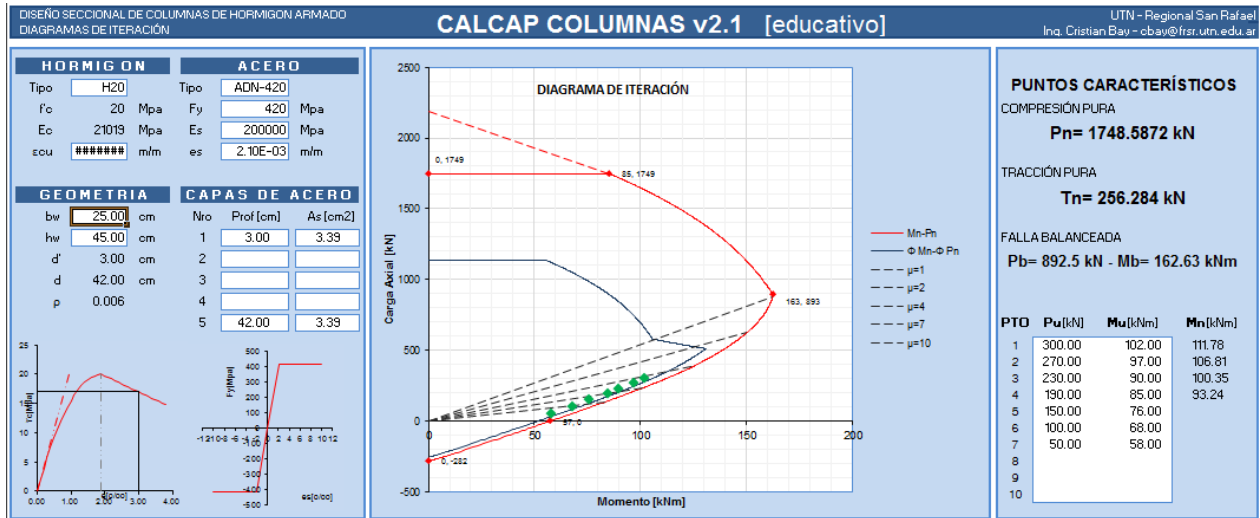
Frente a dicho inconveniente, se decide incorporar muros intermedios para distribuir con mayor uniformidad la fuerza sísmica, al adicionar mayor rigidez a la planta en la dirección correspondiente.

### **5.3.3.5. ANÁLISIS DE LAS COLUMNAS EXISTENTES**

El análisis se dirige principalmente a realizar el estudio de las columnas existentes que son parte de los pórticos, determinar si las mismas se encuentran en un rango seguro de trabajo, con las dimensiones y armaduras nombradas, y de esta forma fijar el refuerzo necesario. El estudio se realiza para la combinación de cargas sísmicas, que forman parte de las combinaciones más desfavorables para las columnas. Claramente las vigas se generan nuevamente, debido a que las condiciones de estas con la losa, no aplican para las existentes.

El siguiente CALCAP muestra las resistencias límites para distintas combinaciones de carga para la columna C3 y C4 ubicadas en los planos 2, de los bloques 1, 2 y 3 (ver *Plano N°8, N°9 y N°10*).

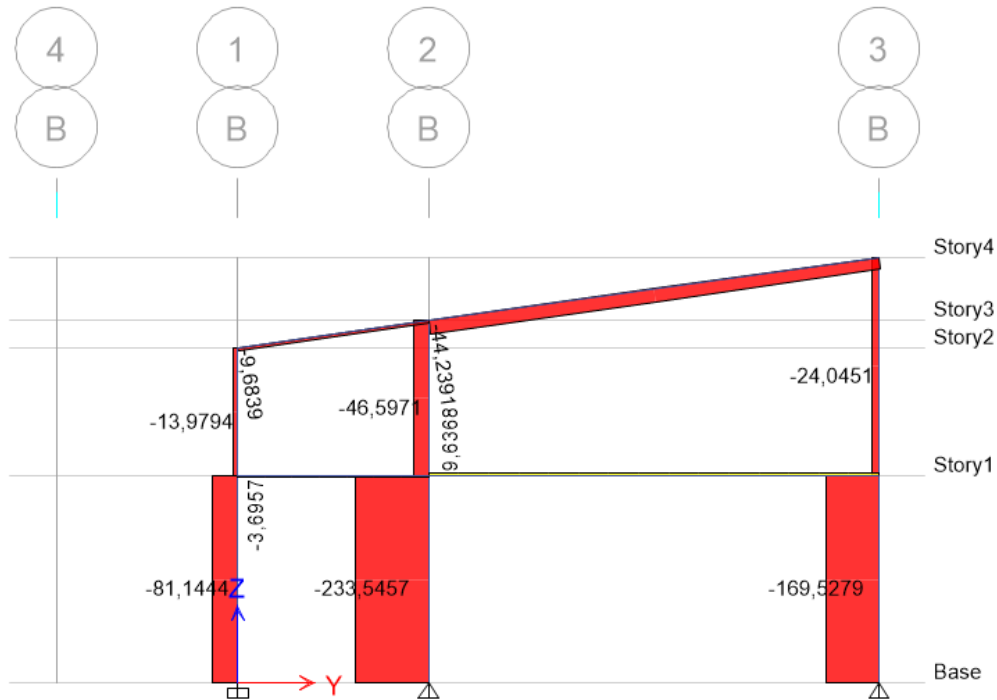
## CAPITULO 5 – DIMENSIÓN TECNOLÓGICA



*Ilustración 1 CALCAP Columnas C3 y C4 planos 2 y 3, bloques 1, 2 y 3*

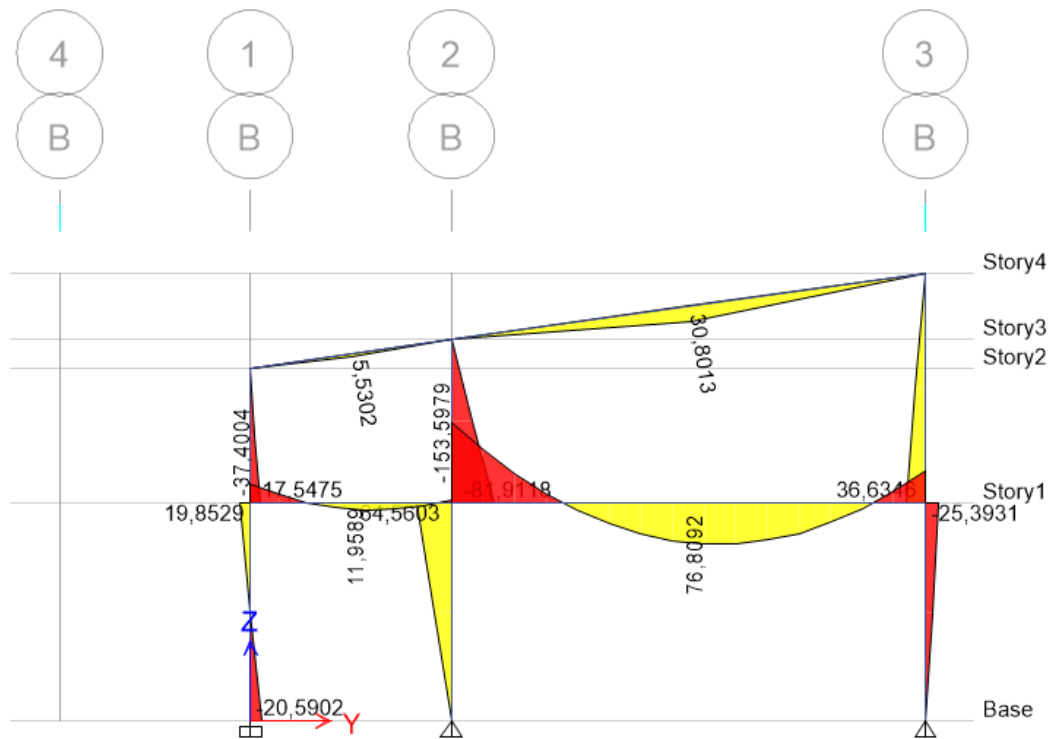
Podemos observar que la carga axial máxima en compresión sin momento, que resiste la columna es de 1748.58kN, mientras que el momento máximo último que resiste la columna es de aproximadamente 130kNm para una carga axial en compresión de 500kN.

La siguiente ilustración esquematiza la carga axial y a continuación el momento flector que solicitado en las columnas C4, en los plano 5, 7, 10, 11, 12, 15, 17 y 19, de los bloques 1 y 3, nótese que la columna C4 es la intermedia y la de la derecha.



*Ilustración 2 Cargas Axiales planos 5, 7, 10, etc.*

## CAPITULO 5 – DIMENSIÓN TECNOLÓGICA

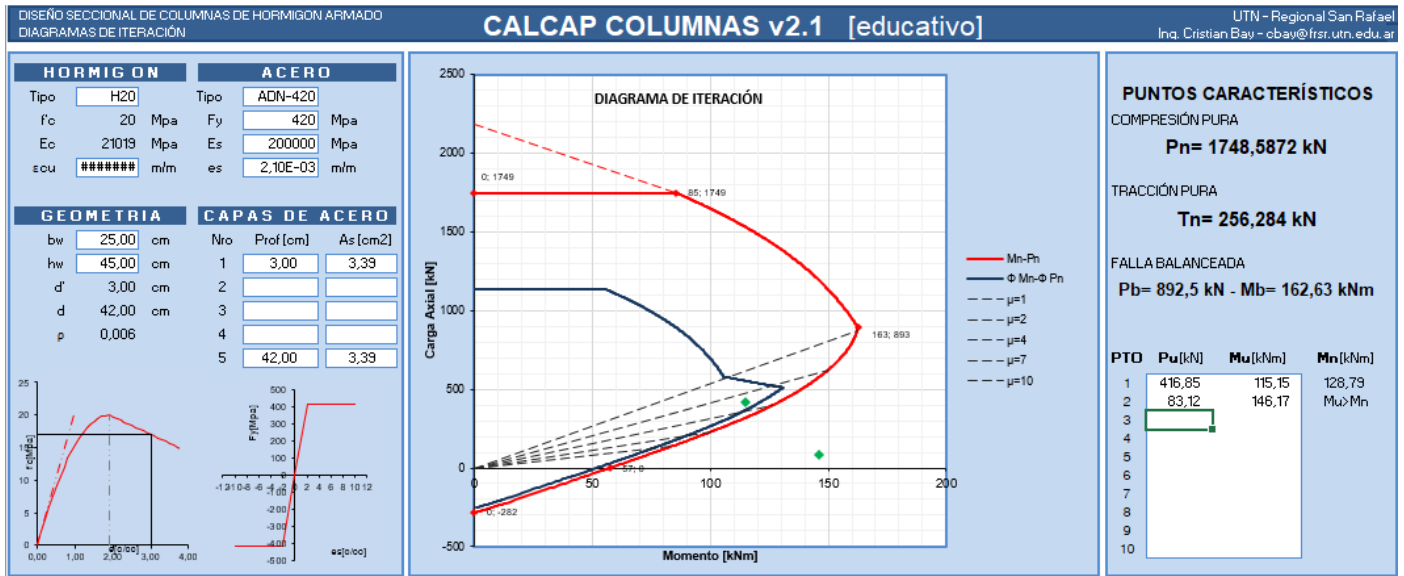


*Ilustración 3 Momentos en Plano 5, 7, etc.*

Las solicitaciones de servicio impuestas en Planta Baja son de 233.54kN de carga axial en compresión y 64.56kNm de momento flector en su capitel, por lo que las solicitaciones últimas son 408kN en compresión, y 112.98kNm. Se puede apreciar también el esquema planteado para todos los esquemas estructurales, las columnas existentes con apoyos dobles, mientras que las nuevas columnas tienen empotramiento en sus bases. Se debe tener en cuenta que las cargas de la columna C4 en la dirección perpendicular del plano en cuestión, se encuentran cargadas en cada nodo que actúan, como cargas puntuales, debido a que en esta dirección (plano 2) la columna posee una articulación en su capitel, lo que la desvincula de la flexión.

La ilustración 4 muestra el CALCAP para la situación de la columna C4, respondiendo a las solicitaciones anteriores. El primer punto es de la columna en planta baja, el segundo en planta alta.

## CAPITULO 5 – DIMENSIÓN TECNOLÓGICA



*Ilustración 4 CALCAP Columna C4*

Podemos observar entonces que la columna C4 en todos los planos nombrados, bloques 1 y 2, se encuentran en un rango seguro de trabajo en la planta baja de la misma.

En cuanto a las solicitaciones de la C4 en la planta alta, existe una compresión de 46,59kN y una flexión de 81.91kNm, y las solicitaciones últimas son 81.53kN y 143.16kNm respectivamente.

Se aprecia en la ilustración 4 de CALCAP que el punto donde trabaja la columna C4 en planta alta se encuentra externo al diagrama de iteración para la configuración de la columna, esto significa que se encuentra fuera del rango seguro de trabajo, por lo que debe reforzarse para que resista las solicitaciones impuestas.

Citando los comentarios del Reglamento CIRSOC 103 parte I, refiriéndose a la regularidad estructural en altura “Configuración vertical de los elementos resistentes (líneas 4a y 4b de la tabla 2.4 del reglamento CIRSOC 103 parte I), (...) Uno es la continuidad de los componentes de los elementos: si los componentes son uniformes en altura o sus dimensiones crecientes desde arriba hacia abajo (...) la construcción se considera regular”. Esta cita se refiere al comportamiento de la estructura frente a la acción sísmica, evidentemente la situación planteada en la columna C4 de los mencionados planos y bloques, no cumpliría con estos requisitos. Al tener una demanda mayor en la planta alta, la columna necesitará de mayores refuerzos en dicha planta que en planta baja, lo que discontinúa las dimensiones del elemento estructural en altura, modificando además las masas de cada piso. Esto impartiría solicitaciones indeseables a la estructura. Esta razón es reflejo de la necesidad de mejorar mediante el refuerzo o nuevo planteo estructural de la situación de las columnas.

En la sección de Anexos puede estudiarse las tablas de CALCAP y los gráficos de solicitaciones para la columna C3 del bloque 2 y las columnas C05 y C06 del bloque 4, que siguen el mismo lineamiento en cuanto a solicitaciones y respuestas de la columna C4.

### 5.3.3.5.1. CONCLUSIONES ESTRUCTURA EXISTENTE

En conclusión, una vez obtenido todos los resultados de los análisis realizados podemos observar que aún con todos los esfuerzos realizados para desvincular lo máximo posible la estructura existente de las nuevas solicitaciones, es imposible lograr que las mismas permanezcan en un rango seguro de funcionamiento, debido a la necesidad de reforzar las columnas. Además se suma que la estructura actual no cumple los requisitos de la reglamentación vigente en cuanto a cuantías mínimas y seguridad de la estructura. Esta situación refleja la necesidad entonces de plantear nuevas soluciones.

### 5.3.3.6. ALTERNATIVAS DE REFUERZOS PARA COLUMNAS

Las alternativas de refuerzos para las columnas existentes a considerar, respetarán el diseño estructural planteado anteriormente, recordando que dichos refuerzos no podrán ser anclados en las bases, por lo tanto, la condición de vínculo será un apoyo doble. Cabe destacar que todas las alternativas planteadas buscan lograr que las columnas cumplan con las solicitaciones de los gráficos del punto 5.3.3.3.

#### 5.3.3.6.1. ALTERNATIVA 1

La idea principal de esta alternativa es reforzar la columna mediante la utilización de perfiles ángulos normales, vinculados con rigidizadores de planchuela y recubrimiento de hormigón para darle monolitismo. En el encuentro de la columna con las vigas de entrepiso, se soldarían barras de acero (ADN420s) a los perfiles “L”, para asegurar el anclaje a la viga y generar el empotramiento deseado.

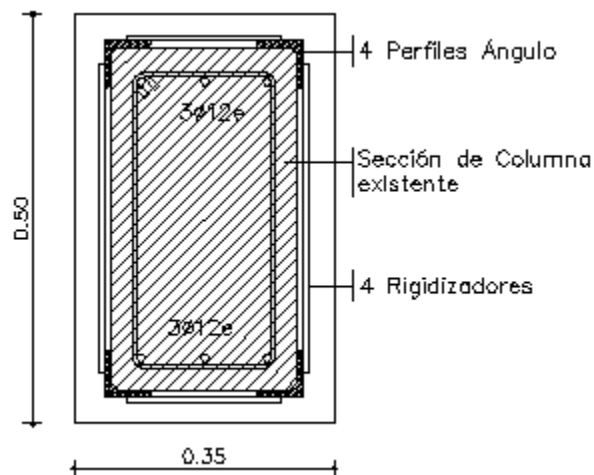


Ilustración 5 Detalle Alternativa 1

Podrá apreciarse el detalle estructural de esta alternativa en el *Plano Nº11*.

En el análisis de esta alternativa, se pueden dilucidar distintas problemáticas que presenta. En primer lugar, es imposible asegurar la completa solidaridad respecto a la respuesta del refuerzo



y la columna existente frente a las solicitaciones impuestas, es decir, es imposible asegurar el comportamiento que tendrá la nueva sección. En segundo orden, la transferencia de carga entre el nudo y la columna, presenta grandes incertidumbres en cuanto a su accionar frente a las solicitaciones, es imposible asegurar la correspondiente transferencia de cargas entre un elemento y el otro, imposibilitando que el modelo estructural planteado se cumpla, la columna no tendrá un empotramiento perfecto en su capitel. En último lugar, las deformaciones impartidas en la columna, tendrán distintas magnitudes en el refuerzo metálico con respecto a la columna existente, modificando las hipótesis de respuestas. A tener en cuenta también, es la necesidad de modificar las aberturas existentes, por el aumento de sección debido al refuerzo de las columnas.

### 5.3.3.6.2. ALTERNATIVA 2

La segunda alternativa trabajada es la de ampliar la sección de la columna, generando una nueva armadura y recubrimiento de esta. La sección pasaría a tener 60 cm de largo por 40 cm de ancho, con armadura longitudinal y estribos de refuerzo a definir, según el correspondiente cálculo.

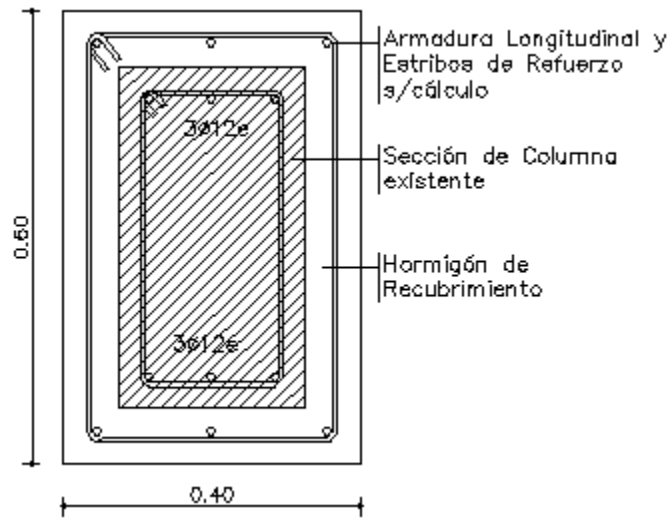


Ilustración 6 Detalle Alternativa 2

El detalle de la nueva sección puede observarse en el *Plano N°12*.

Avanzando con el estudio de la alternativa se presenta la problemática de asegurar, al igual que en la alternativa anterior, que la nueva sección sea totalmente solidaria a la existente, lo cual es muy difícil de lograr. La unión entre el hormigón nuevo y el existente no se materializa de ninguna forma, aun aplicando productos químicos para asegurar esta unión, ya que en la práctica se han comprobado las imperfecciones de la liga. Las incertidumbres radican principalmente en que la generación de la nueva sección, plantea la hipótesis de que toda la columna será un solo elemento, y trabajará en conjunto, cuando en la práctica es imposible asegurar este

comportamiento. Otro punto a tener en cuenta es la necesidad de modificar la carpintería debido al aumento de sección de las columnas.

**5.3.3.6.3. ALTERNATIVA 3**

La tercera alternativa cuenta con la demolición parcial de las columnas, dejando 40 cm de hormigón en la base, que aseguran que la columna resista los momentos hasta dicha altura. Las barras de acero de la armadura existente deberán mantenerse en toda su longitud. Como puede apreciarse la tarea de demolición necesitará de sumo cuidado para no romper la armadura. En los 40 cm de columna que queden, se practicarán orificios de unos 15 cm de profundidad por un diámetro según la barra a anclar, donde se introducirán con anclaje químico las barras que, junto a las barras existentes, conformarán la nueva columna (ver capítulo N° 6). El empalme deberá ser rugoso, y se deberá pintar con algún químico (ver capítulo N° 6) que asegure el monolitismo entre el hormigón endurecido y el nuevo. Las barras de 12mm de diámetro existentes se empalmarán a una altura de 2 m aproximadamente (medidos desde el nivel de piso terminado) mediante empalmes mecánicos (empalmes de manguitos; ver capítulo N° 6), tratando de disponer los mismos con variaciones de a 10 cm para no crear una zona de concentración de tensiones o una zona débil en la columna.

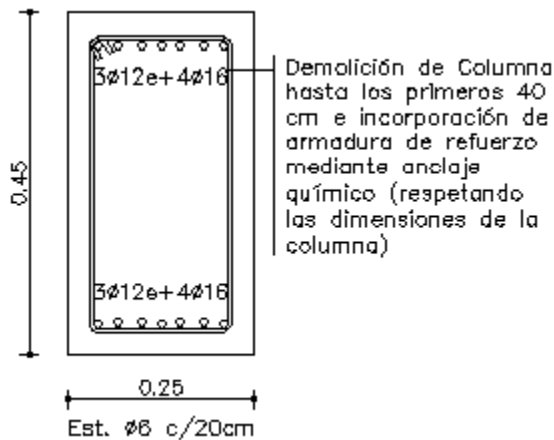


Ilustración 7 Detalle Alternativa 3

El detalle de esta alternativa puede apreciarse en el *Plano N°13*.

Esta disposición de las armaduras y el empalme entre la columna existente y la nueva columna, nos asegura que las mismas cumplan con los modelos estructurales planteados. Además, en la parte superior se producirá un empotramiento perfecto, debido al monolitismo que se generará.

El mayor problema de esta alternativa es que en la demolición parcial de las columnas debe realizarse un complejo trabajo para no romper las armaduras, y además debe agotarse los recursos para asegurar el monolitismo entre el segmento de columna existente, y la nueva columna.

#### **5.3.3.6.4. EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS**

Las tres alternativas planteadas tienen sus complicaciones, e implican la demolición de varios elementos estructurales.

La alternativa 1 es viable en cuanto a los menores volúmenes de demolición, solo deberían retirarse todos los elementos adyacentes a las columnas, para realizar el refuerzo. El mayor problema radica en la imposibilidad de lograr una columna monolítica y solidaria ante la respuesta a las solicitaciones, sin olvidar la incertidumbre del comportamiento del conjunto. Otro punto básico y sin nombrar, son los altos costos económicos de realizar refuerzos de acero.

La alternativa 2 presenta mayores volúmenes de demolición que la alternativa 1, pero favorece desde el punto económico. Los principales problemas entonces radican en las hipótesis planteadas del funcionamiento estructural.

La alternativa 3 representa prácticamente la demolición total de los elementos resistentes, conserva las secciones de las columnas actuales, por lo que puede recuperarse la carpintería. Los costos económicos son intermedios y se adapta mejor al planteo estructural ya que permite un empotramiento perfecto a nivel de entepiso.

La alternativa a desarrollar entonces es la número 3, debido a los puntos estudiados, y a la flexibilidad que permite en generar la estructura básicamente desde el inicio.

#### **5.3.4. DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEFINITIVOS**

En vista de todo lo expuesto, se respetará el esquema estructural planteado en el punto 5.3.3.1, considerando todos los elementos estructurales que se describen a continuación.

##### **5.3.4.1. BASES**

Las columnas existentes se demuelen hasta una altura de 40 cm como se explicó en el *punto 5.3.3.6.3*, para de esta forma asegurarnos que dichas columnas resisten las nuevas solicitaciones implicadas hasta esa altura, esto implica conservar las bases existentes para cada una de estas columnas. Por otro lado, se generan nuevas bases para todas las nuevas columnas y tabiques a construir. La tabla de bases se adjunta en el Capítulo Nº 6 “Memoria de Cálculo”.

##### **5.3.4.2. COLUMNAS**

En los bloques 1, 2 y 3 se generaran nuevas columnas de sección circular respetando el esquema arquitectónico y estructural de la planta existente de la ampliación del ala este, ubicada al sur de esta, se conservan las mismas dimensiones. Se refuerzan las columnas de sección rectangular, conservando las dimensiones de las existentes, para poder generar el anclaje entre la parte no demolida de las columnas existentes y las nuevas columnas, y no introducir nuevas solicitaciones a la unión. El detalle de la unión se encuentra en *planos de detalles Plano Nº14, Nº15, Nº16 y Nº17*. De las columnas a demoler solamente se desmantelará el hormigón de las

mismas, dejando los hierros en todo su largo para asegurarnos el anclaje de la nueva parte con la antigua de estas columnas (*ver punto 5.3.3.6.3*). En el plano 2 de dichos bloques (*ver Plano N°18*) se proyectan dos tabiques para otorgar mayor rigidez a dicho plano y colaborar con la torsión sísmica en el bloque.

En el bloque del SUM se realizará el mismo procedimiento en las columnas rectangulares como en el resto de los bloques. En este espacio a diferencia de los anteriores, las columnas circulares de la galería son existentes, pero las mismas no están proyectadas para las solicitaciones impuestas por la segunda planta por lo que las mismas se agrandarán y se les agregará nueva armadura, se procederá a generarles una superficie rugosa a lo largo de toda la columna, para luego, colocar la nueva armadura, encofrar las mismas y llenarlas. Se debe asegurar en todo momento el correcto anclaje de la parte existente de la columna con la nueva.

En los todos los muros a construir se proyectan las columnas de encadenado correspondientes, con sus adecuadas bases.

En los planos N°22, N°23 y N°24 se puede apreciar todo lo descrito en este punto, además de todos los detalles de uniones entre la estructura metálica del techo y las columnas.

Se anexan en el Capítulo N° 6 “Memoria de Cálculo” todas las tablas de armado de columnas, dimensiones, etc.

### **5.3.4.3. VIGAS**

Las vigas de hormigón existentes serán demolidas en su totalidad, exceptuando las vigas de fundación que no deban concebirse como nuevas, esto implica la generación de nuevas vigas de dintel, carga y descarga del techo, y vigas de encadenado. Las vigas metálicas reticuladas de carga del techo se reutilizarán al igual que las cerchas metálicas del techo, a las cuales se les realiza una verificación para corroborar que las mismas se encuentran en un rango seguro de trabajo. Se generan nuevas vigas de fundación para los muros a construir, respetando lo impuesto por los reglamentos en cuanto a vigas de encadenados en muros de mampostería, lo mismo sucede para las vigas superiores de estos muros.

Todas las secciones, armaduras, y detalles de las vigas se encuentran en los *Planos Estructurales N°19, N°20, N°22, N°23 y N°24*, las tablas de cálculos de vigas se anexan en el Capítulo N° 6 “Memoria de Cálculo”.

### **5.3.4.4. MUROS**

Los nuevos muros se adecúan al reglamento CIRSOC 103 parte III “Muros Sismorresistentes de Mampostería”, realizándose los mismos de adobones clase A y mortero clase E, para darle la mayor resistencia a los mismos. Cumpliendo además con las vigas y columnas de encadenados correspondientes.

## 5.4. INSTALACIONES

---

Los bloques proyectados y calculados, contarán con Instalación Sanitaria, de Gas, Eléctrica y Redes de Datos, siguiendo con los lineamientos de las existentes. El alcance del presente proyecto no integra las instalaciones, por eso que no se avanza en detalle con las mismas.

Para la realización de todas las instalaciones, se deberá estudiar la factibilidad de las mismas, y la posible necesidad de ampliar las redes existentes de cada instalación, además en la etapa de construcción de todo lo descrito en el presente proyecto, es imperioso que las instalaciones se lleven a cabo solidarias a toda la edificación.

### 5.4.1. INSTALACIÓN SANITARIA

La Instalación Sanitaria se realizará según lo proyectado en los planos de arquitectura (*Plano N°2 y N°3*), en la segunda planta de la ampliación existente del Ala, encima de los sanitarios de planta baja, repitiendo la misma configuración existente en esta. Por lo tanto, estará constituida por los siguientes artefactos; 5 inodoros, 2 mingitorios, cuatro lavatorios, y un inodoro y lavatorio para discapacitados. Con respecto a la cañería, los desagües cloacales se desarrollarán en PVC, siguiendo especificaciones de lo existente, y concluyendo en los desagües existentes, para luego llegar a la red cloacal externa de la empresa Aguas Mendocinas. Del mismo modo sucederá con la cañería de agua; se realizará una extensión desde la cañería existente, contando con alimentación provista por Aguas Sanitarias.

### 5.4.2. INSTALACIÓN ELÉCTRICA

La Instalación Eléctrica se considerará con alimentación a cada sector, a partir del Tablero General, ubicado en el edificio de Gobierno. A partir de dicho tablero, se dispondrá la alimentación a cada Bloque, con requisitos de iluminación y tomas de corriente suficientes para que en cada curso el 60% de la capacidad de los mismos, pueda utilizar recursos informáticos. Además de prever la colocación de un aire acondicionado por curso. Con respecto a las cañerías, las mismas deberían ir embutidas y selladas, tratando de dejar las mismas fuera de la vista de los ocupantes.

### 5.4.3. INSTALACIÓN DE GAS

La instalación de gas a realizar consiste en la provisión de gas para la alimentación de calefactores para los ambientes áulicos, colocando un calefactor por curso. Con respecto a la cañería, esta se realizará mediante una extensión de las cañerías existentes respetando las mismas especificaciones técnicas. Deberá analizarse la factibilidad de realizar la calefacción por gas o por electricidad.