



Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco



ANÁLISIS Y REFUERZO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXIÓN DE LOSAS Y VIGAS DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS

PRÁCTICA PROFESIONAL SUPERVISADA

REALIZADA EN LABORATORIO DE INVESTIGACIONES Y ENSAYOS VIALES –
FACULTAD DE INGENIERÍA SEDE TRELEW – UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA
PATAGONIA SAN JUAN BOSCO

ALUMNA: GENOVEVA CONTI

DNI: 37031999

MP:5410

TUTOR EXTERNO: ING. ALEJANDRO JONES – DIRECTOR LABIEVI

TUTOR ACADÉMICO: ING. MARTÍN MONSALVE

Contenido

1. Resumen	2
2. Cronograma de actividades desarrolladas.....	2
3. Introducción.....	2
4. Objetivo	3
5. Documentación recibida.....	3
6. Análisis de la documentación.....	3
6.1. Losas	3
6.2. Vigas	7
7. Análisis del cálculo.....	8
7.1. Losas	8
7.2. Vigas	12
8. Diagnóstico de la Estructura.....	13
8.1. Análisis visual	14
8.2. Relevamiento Geométrico	17
8.3. Evaluación de la Calidad del hormigón	17
8.4. Relevamiento de Armaduras	19
8.5. Capacidad Resistente de los Elementos Estructurales Reales	22
8.6. Resumen de problemas Estructurales	32
9. Refuerzo de la Estructura	33
9.1. Análisis de Cargas	35
9.2. Refuerzo de Apoyo entre Losas	36
9.3. Reconstrucción Losa 2 baja	41
9.4. Refuerzo de Vigas	44
10. Conclusión	47
11. Referencias Bibliográficas.....	48

1. Resumen

El presente trabajo consiste en la verificación estructural de las losas y vigas que conforman el sistema estructural de un edificio de uso residencial, cuya construcción data de la década de los setenta, y no se encuentra finalizada.

La documentación fue analizada, y la información presentada en planos y planillas se constató mediante el relevamiento geométrico y el relevamiento de armaduras, que fueron expuestas a partir de la rotura localizada de losas y vigas. Para la determinación de la resistencia a compresión del hormigón se calaron y ensayaron testigos.

En base a la información obtenida se calculó la capacidad resistente a flexión de los elementos estructurales, y se comparó con la capacidad requerida. De aquí se obtuvo como resultado los elementos, losas y vigas, que no cumplen con la capacidad necesaria.

Finalmente, se investigó sobre las distintas opciones de refuerzo, y se optó por el recocado de hormigón armado, refuerzo que se proyectó tanto en vigas como en losas.

2. Cronograma de actividades desarrolladas

Semana	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Tarea																							
Análisis de la documentación	■	■	■	■																			
Análisis del cálculo original					■	■	■	■	■														
Relevamiento geométrico									■	■	■	■	■										
Relevamiento de armaduras												■	■	■	■	■							
Evaluación de la calidad del hormigón																	■						
Cálculo de la capacidad resistente de los elementos reales															■	■	■	■	■				
Refuerzo de la estructura																				■	■	■	■

3. Introducción

En el trabajo que se presenta a continuación se llevó a cabo el análisis de la capacidad resistente de losas y vigas que conforman un edificio de viviendas, y la proyección de los refuerzos acorde.

La edificación, cuyo destino es el uso residencial se ubica en la localidad de Trelew. El proyecto e inicio de su construcción data de la década de los setenta, por diferentes cuestiones la obra no finalizó, por lo que la estructura no se encuentra terminada en su totalidad. Actualmente, se busca reanudar su construcción, manteniendo el destino residencial del edificio, donde deberán cumplirse los lineamientos actuales de dimensionamiento y ejecución de la estructura. De aquí surgió el interés del desarrollo de este trabajo.

El edificio, conformado por planta baja y ocho niveles superiores, solo presenta la planta baja completamente finalizada, que consiste en un local comercial, que actualmente se encuentra habilitado y en uso. Para los niveles superiores se encuentran terminados todos los elementos estructurales, es decir columnas, vigas y losas, y presenta mampostería de cierre en todas las plantas.

La estructura del informe se divide en tres partes principales: en primer lugar, el análisis de la documentación, dónde se examinó el esquema estructural, análisis de cargas y dimensionamiento de las losas y vigas. En la segunda parte se llevó a cabo el diagnóstico de la estructura, etapa en la que se realizó el relevamiento de la misma, se extrajeron y ensayaron los testigos de hormigón, y a partir de los datos obtenidos se realizó el cálculo de la capacidad resistente de los elementos. Finalmente, se desarrolló a investigación sobre las distintas tipologías de refuerzos estructurales, y la proyección del refuerzo seleccionado para los elementos que así lo requieren.

4. Objetivo

Analizar la capacidad resistente a flexión de losas y vigas que conforman la estructura del edificio. Proyectar los refuerzos en los elementos necesarios.

5. Documentación recibida

A continuación, se enumera la documentación recibida.

1. Plano de Arquitectura. Plano de planta y cortes.
2. Plano de Detalle de la estructura.
3. Plano de Fundación. Planilla de cálculo de Bases y Viga de vinculación. Plano de armado.
4. Plano de Estructura.
 - 4.1. Planilla de cálculo de Vigas.
 - 4.2. Planilla de cálculo de Losas. Plano estructural por nivel.
 - 4.3. Planilla de cálculo de columnas.

6. Análisis de la documentación

Se presentan cuatro planos de estructuras.

1. Plano de Estructura sobre Planta Baja
2. Plano de Estructura sobre Planta Tipo, correspondiente a la estructura del 1er a 6to nivel.
3. Plano de Estructura sobre Planta Tipo, correspondiente a la estructura del 7mo nivel.
4. Plano de Estructura sobre Planta Tipo, correspondiente a la estructura del 8vo nivel.

Los planos muestran la estructura conformada por losas a nivel, y losas descendidas, con distribución y dimensiones diferentes en cada planta, como así también una distribución distinta de las vigas y columnas interiores. La estructura está conformada por hormigón H-17, y acero ADN420 en el caso de columnas, y acero ADM550 en losas y vigas.

6.1. Losas

La estructura está constituida por losas armadas en una dirección y losas armadas en dos direcciones. Se indican las dimensiones de las losas, adoptando un sistema de ejes para cada una, dónde la menor dimensión corresponde al *eje x*, y la mayor al *eje y*, y las cargas consideradas para cada dirección (q_x , q_y).

En base al análisis de la planilla de cálculo se deduce el método de cálculo utilizado. En el caso de losas armadas en una dirección, el modelo corresponde al de una viga de ancho unitario. Para las losas armadas en dos direcciones el método de cálculo utilizado es el Método de las fajas, o de Marcus.

Este método divide la carga en dos cargas independientes que actúan en cada dirección, por lo tanto, se resuelven dos franjas perpendiculares, cuya condición de compatibilidad de deformación permite calcular la sollicitación en cada dirección.

La carga actuante considerada sobre cada losa, se generaliza por nivel, y no se diferencia entre losas a nivel y losas descendidas. Para el sistema de losas que constituye los niveles 1ro-6to y 7mo, se considera 600 kg/m^2 , y para las losas del 8vo nivel se considera 800 kg/m^2 . Esta diferencia se debe a que el espesor de las losas del 8vo nivel (13cm), es mayor que el espesor de las losas de los niveles inferiores (10cm), sumando a esto la consideración de un espesor extra de contrapiso en el último nivel. Luego, la carga se divide en cada dirección según el método mencionado.

La planilla de cálculo se divide en dos partes, en una se presenta el cálculo correspondiente a la armadura de tramo de la losa, y por otra parte el cálculo de la armadura correspondiente al apoyo entre losas, para el cual se indica el uso de barras levantadas.

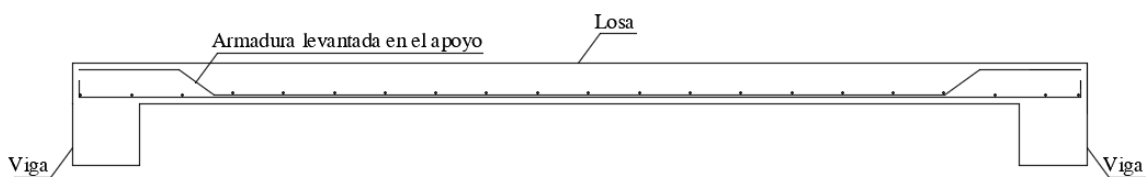


Fig. 1 Esquema de losa con armadura levantada en el apoyo.

A partir del análisis de la documentación, se hallaron incongruencias con respecto a las cargas consideradas, y el armado de las losas, las cuales se detallan a continuación.

6.1.1. Losa 2

El plano de estructura indica un sector de la losa correspondiente a losa descendida, con un desnivel igual a 20cm, tal como se presenta a continuación.

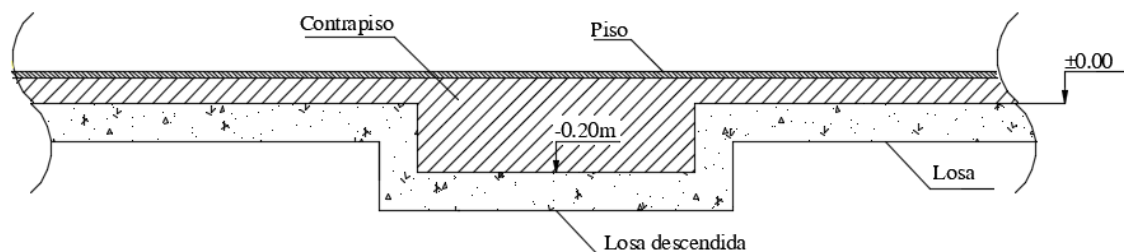


Fig. 2 Esquema de Losa L2 y L2 baja.

Entonces la Losa 2 presenta dos sectores conformados por una losa a nivel, y una losa descendida, sin embargo, esta sectorización no se indica en la planilla de losas, sino que se considera la losa uniforme y con la misma carga (q) en ambos sectores.

En general, la carga q considerada corresponde a la suma del peso propio de la losa (g_L), peso propio del contrapiso (g_c) y la sobrecarga de uso (p). Se observa que la carga considerada para todas las losas a nivel es igual a 600 kg/cm^2 , incluyendo la Losa 2, sin embargo, al presentar un sector en desnivel, el contrapiso tiene un mayor espesor, y por lo tanto un mayor peso y carga total.

Considerando,

$$g_L = \gamma_H \cdot d_L = 2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,10m = 240 \frac{kg}{m^2}$$

$$p = 200 \frac{kg}{m^2}$$

$$q = g_L + g_c + p$$

$$600 \frac{kg}{m^2} = 240 \frac{kg}{m^2} + g_c + 200 \frac{kg}{m^2}$$

$$g_c = 160 \frac{kg}{m^2}$$

A partir del peso propio del contrapiso, se puede obtener el espesor del mismo, considerando factible un contrapiso liviano con 1600 kg/m³ de peso específico.

$$g_c = \gamma_c \cdot d_c$$

$$d_c = \frac{g_c}{\gamma_c} = \frac{160 \frac{kg}{m^2}}{1600 \frac{kg}{m^3}} = 0,10m$$

El espesor de contrapiso obtenido es un valor normal en este tipo de estructuras, ya que suele variar entre 8cm a 10cm. Sin embargo, este valor es inferior a los 20cm de desnivel de la losa, para la cual el espesor mínimo de contrapiso requerido sería aproximadamente igual a 25cm. Por lo tanto, la carga (q) indicada en la planilla, no considera peso propio del contrapiso con el espesor necesario para el sector de la losa descendida, sino que considera un valor menor, lo que eventualmente lleva a un cálculo erróneo de la sección necesaria de armadura para tomar los momentos desarrollados en el tramo.

6.1.2. Apoyo entre Losa 2 -Losa 7

Como se mencionó anteriormente, la planilla indica el uso de barras levantadas, es decir, se utiliza la armadura de tramo para cubrir la armadura necesaria para tomar el momento en el apoyo intermedio, levantando las barras en uno o ambos extremos. En el caso del apoyo entre la Losa 2 y la Losa 7, ambas están armadas en una dirección, y estas son perpendiculares entre sí, como se muestra el esquema a continuación.

Losa	Luz (m)		Armadura por metro					
	ly	lx	Fe nec. (cm2)	Cant.	Diámetro	Fe nec (cm2)	Cant.	Diámetro
L2	7,55	3,50	2,05	4	8	-	Rep.	4,2c/25cm
L7	7,60	3,35	3,23	6	8	-	Rep.	4,2c/25cm
				1	6			

Tabla 1. Planilla de armadura losa L2 y L7.

Posición	Armadura por metro						
	Fe nec. (cm2)		Se levantan		Suplem.		
			de Losa	Cantidad	Diámetro	Cantidad	Diámetro
2/7	2,65	L2		2	8	2	8
		L7		2	8		

Tabla 2. Planilla de armadura de apoyo en losa L2 y L7.

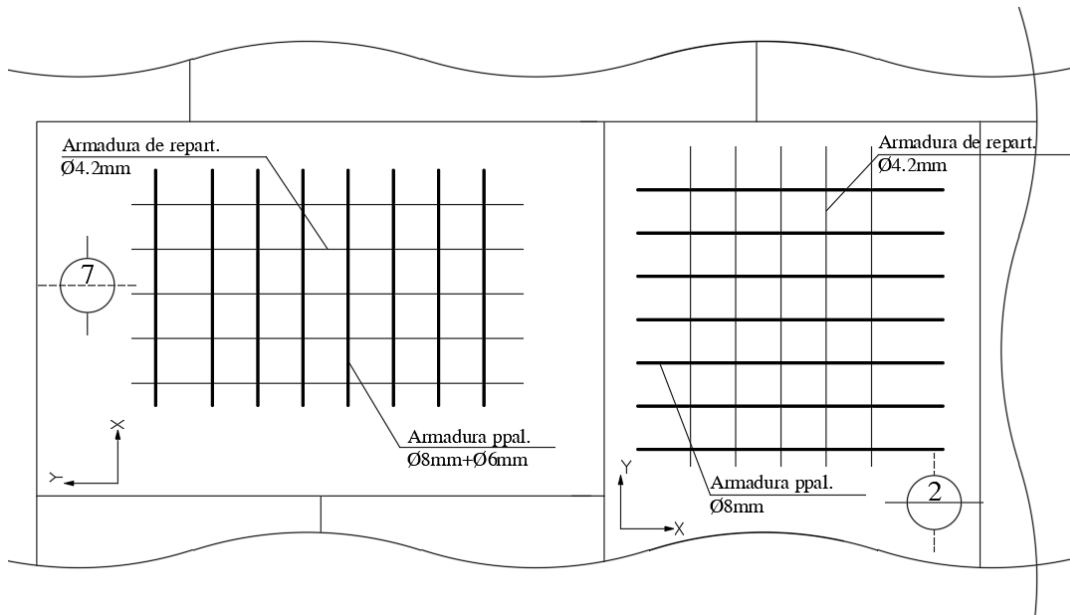


Fig 3. Esquema de posición de armaduras según planilla para Losas L2 y L7.

La planilla indica que desde la Losa 7 se levantan 2 barras de 8mm de diámetro, sin embargo, en la dirección del apoyo la Losa 7 no presenta estas barras, sino que tiene armadura de repartición. Por lo tanto, no es posible levantar las barras indicadas desde la Losa 7 para armar el apoyo entre losas.

Por lo tanto, la armadura colocada sería, según lo indicado en la planilla, dos barras de 8mm de diámetro levantadas de la Losa 2, y dos barras de 8mm de diámetro adicionales, resultando menor la sección de armadura colocada que la sección de armadura necesaria.

$$A_{col} = 2,01 \frac{cm^2}{m} < A_{nec} = 2,65 \frac{cm^2}{m}$$

Este error en las planillas se constatará durante el trabajo de verificación de armaduras.

6.1.3. Apoyo entre Losa 2 -Losa 9

Al igual que en el caso anterior, existe incongruencia en lo indicado en la planilla para el apoyo de la Losa 2 y Losa 9. Ambas losas están armadas en una dirección y estas son perpendiculares entre sí, como se muestra el esquema a continuación.

Losa	Luz (m)		Armadura por metro				
	ly	lx	Fe nec (cm2)	Cantidad	Diámetro	Cantidad	Diámetro
L2	7,55	3,50	2,05	4	8 - Rep.	4,2c/25cm	
L9	4,20	2,95	2,02	4	8 - Rep.	4,2c/25cm	

Tabla 3. Planilla de armadura losa L2 y L9.

Posición	Armadura por metro					
	Fe nec (cm2)	Se levantan		Suplem.		
		de Losa	Cantidad	Diámetro	Cantidad	Diámetro
9/2	1,93	L9	2	8	1	6
		L2	2	6		

Tabla 4. Planilla de armadura de apoyo en losa L2 y L9.

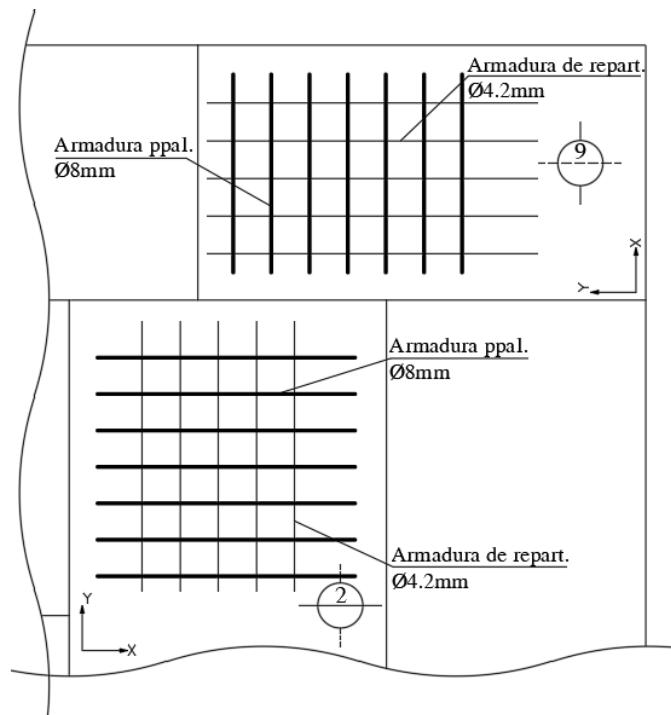


Fig.4 Esquema de posición de armaduras según planilla para Losas L2 y L9.

Se indica que se levantan 2 barras de 6mm de diámetro desde la Losa 2, siendo que en esta losa no existen barra de este diámetro en la dirección del apoyo. Nuevamente, la sección de armadura colocada corresponde a la de las barras levantadas desde la Losa 9 y las barras adicionales, resultando la sección colocada menor a la sección necesaria.

$$A_{col} = 1,29 \frac{cm^2}{m} < A_{nec} = 1,93 \frac{cm^2}{m}$$

6.2. Vigas

Las planillas de vigas indican el diagrama con las cargas consideradas sobre cada una, y aclarando si se consideraron como vigas continuas (VC) o vigas simplemente apoyadas (s/a). Se indica la sección de armadura obtenida de cálculo y la sección de armadura colocada con el fin de posicionar los estribos. En las observaciones se aclara para qué vigas la armadura obtenida de cálculo es superior, como así también los casos en que deba colocarse la armadura adicional, detallando diámetro y cantidad. La armadura de corte se conforma por estribos y barras dobladas.

Como se expresó anteriormente, la documentación presenta cuatro planos de estructura distintos, dos de ellos correspondientes al 7mo y 8vo nivel, que tienen características diferentes en la planta de losas, y por lo tanto de vigas, debido a los cambios en la arquitectura. En la transición entre estos dos niveles se observan columnas duplicadas, que llegan hasta el 7mo nivel, pero no continúan en la misma posición en la planta superior, lo que genera apeos de columnas en vigas. El plano presenta una ménsula, denominada M1 en la planilla, ubicada sobre la columna C14, y la columna duplicada C15 que apea sobre la una viga en voladizo.

Los planos no especifican que columna proviene del nivel inferior, y cual comienza en la estructura del 7mo nivel, y al no estar acotados los planos estructurales, y tampoco los diagramas de cargas presentados en las planillas, se dificulta verificar la posición de las columnas que apean, en el análisis de la documentación, por lo que se requiere verificación in situ.

7. Análisis del cálculo

7.1. Losas

Las losas se analizaron con las dimensiones y cargas consideradas en la planilla. En base al método de cálculo, se modelaron las losas como vigas continuas de ancho unitario mediante el software RAM Elements.

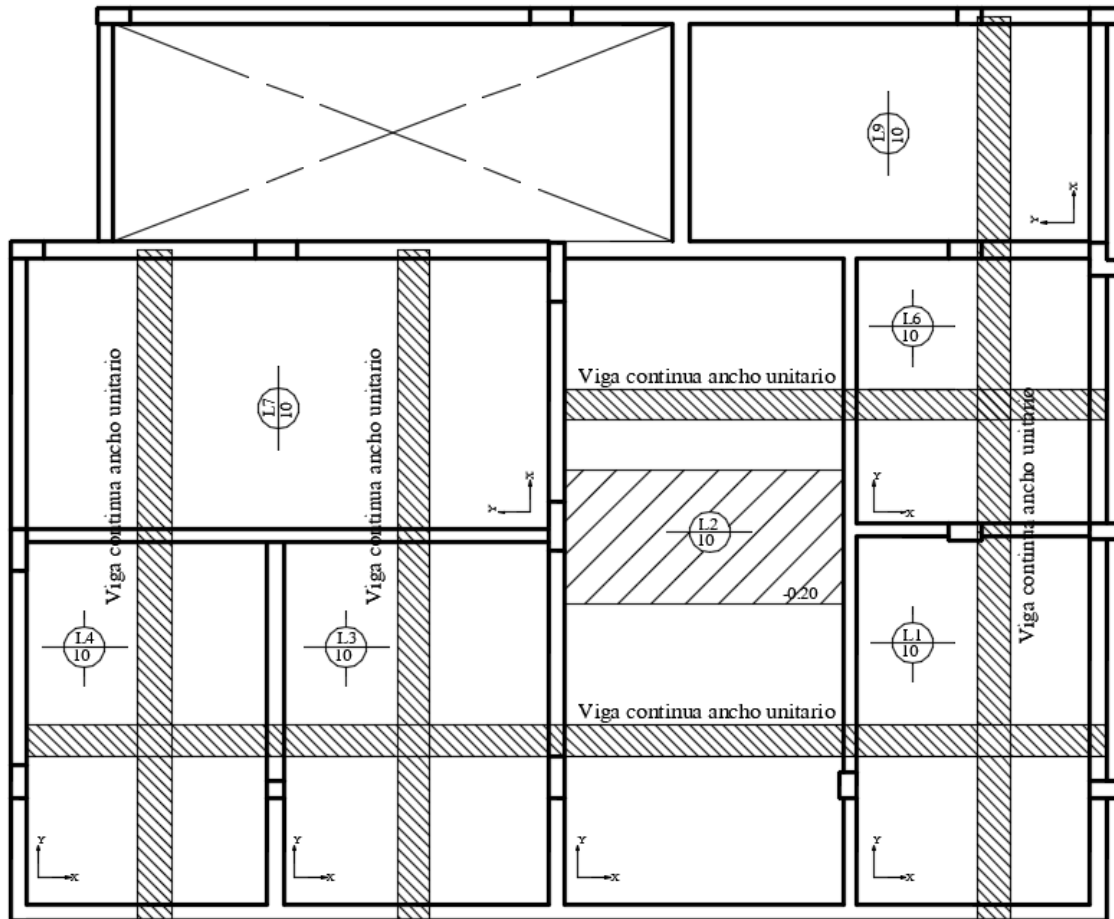


Fig. 5 Franjas consideradas como vigas continuas de ancho unitario, para la modelación.

Las losas L7-L2-L6 se consideran continuas, al igual que las losas L4-L3-L2-L1. En el primer caso la losa L7 tiene un esquema de armado en una dirección, que implica que no puede tener continuidad con la losa L2, por lo que la franja se considera para las losas L2-L6 con extremo correspondiente al apoyo empotrado en la losa L7

Losa	ly	lx	q (kg/m ²)	qy (kg/m)	qx (kg/m)
L1	4,55	2,90	600,00	90,00	510,00
L2	7,55	3,50	600,00	600,00	
L3	4,50	3,30	600,00	135,00	465,00
L4	4,50	2,80	600,00	80,00	520,00
L6	3,45	2,90	600,00	200,00	400,00
L7	7,60	3,35	600,00	600,00	
L9	4,20	2,95	600,00	600,00	

Tabla 5. Carga sobre losas, según planilla.

A continuación, se presenta las cargas y los momentos correspondientes, obtenidos de la modelación.

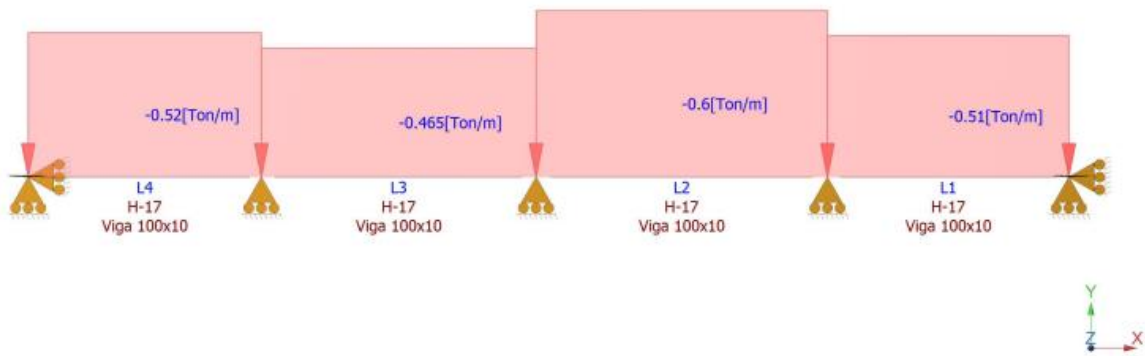


Fig. 6 Cargas sobre Losas 1,2,3 y 4. Modelación RAM Elements.

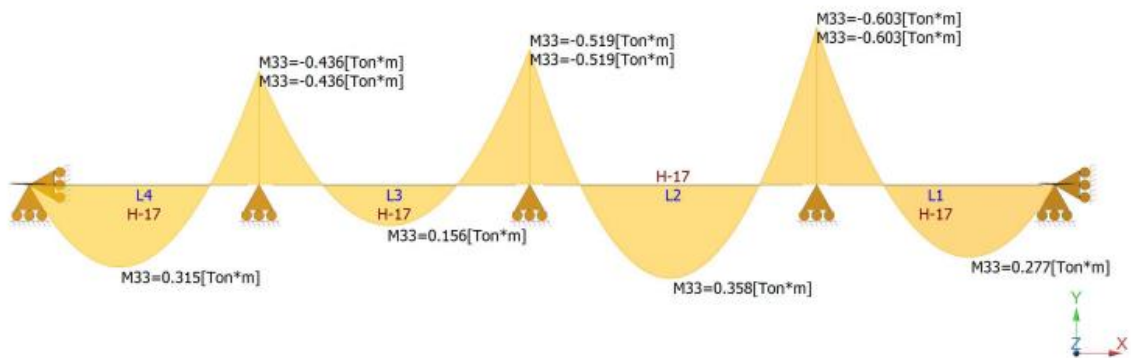


Fig. 7 Momentos obtenidos sobre Losas 1,2,3 y 4. Modelación RAM Elements.

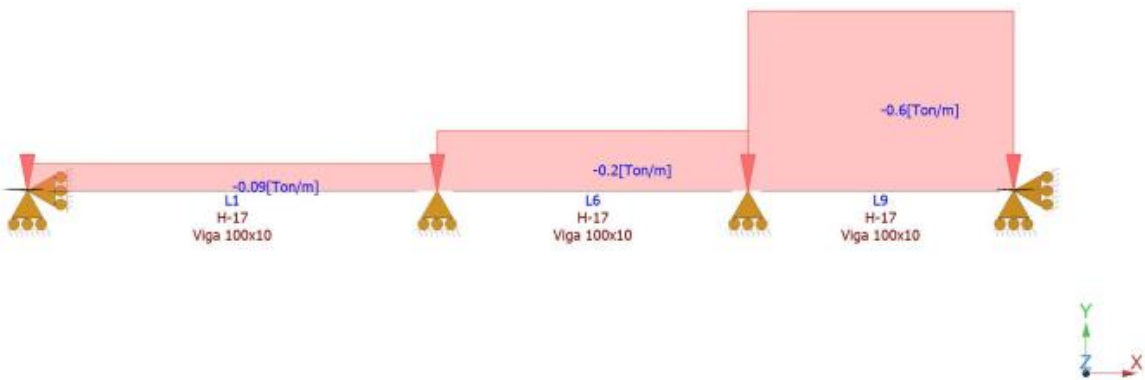


Fig. 8 Cargas sobre Losas 1,6 y 7. Modelación RAM Elements.

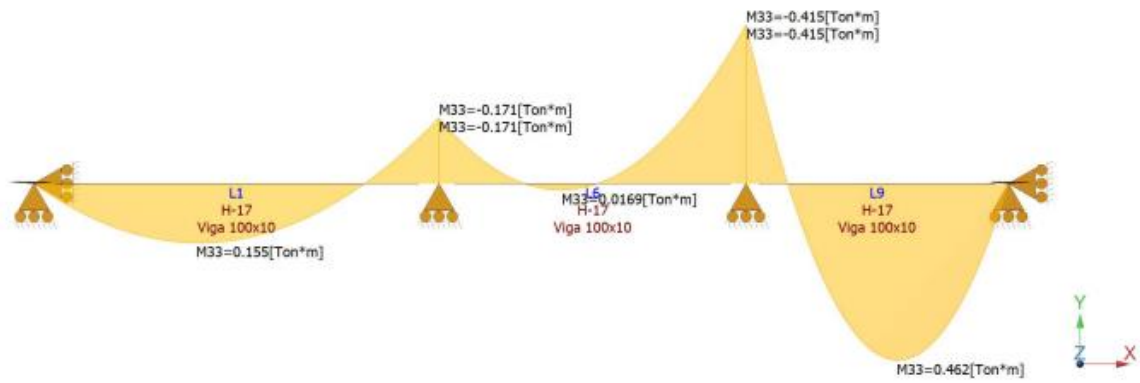


Fig. 9 Momentos obtenidos sobre Losas 1,6 y 9. Modelación RAM Elements.

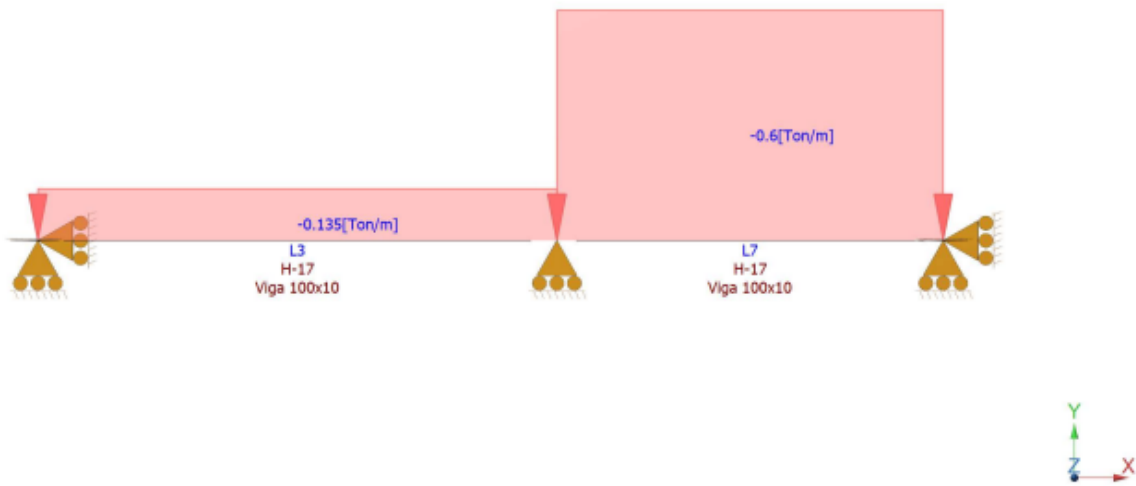


Fig. 10 Cargas sobre Losas 3 y 7. Modelación RAM Elements.

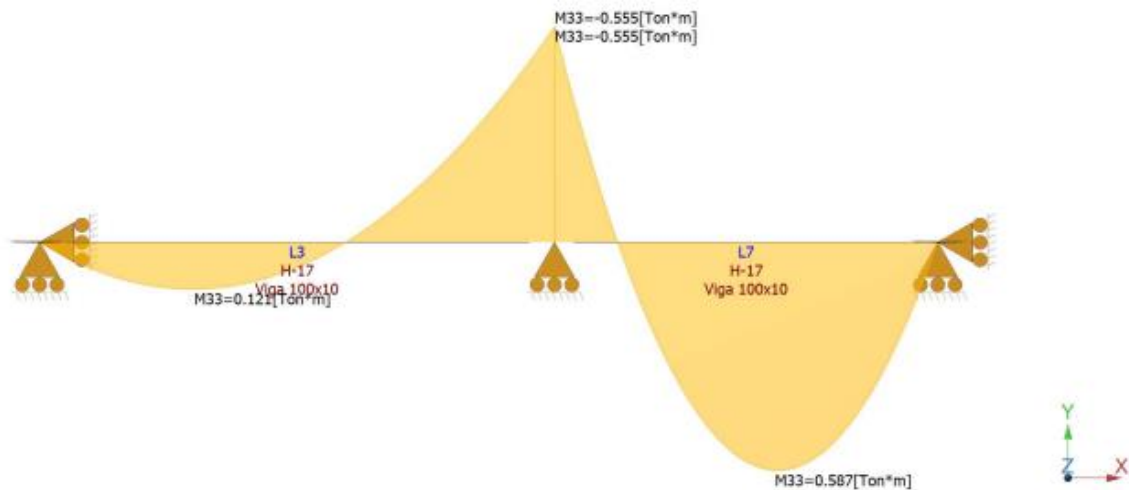


Fig. 11 Momento obtenido sobre Losas 3 y 7. Modelación RAM Elements.

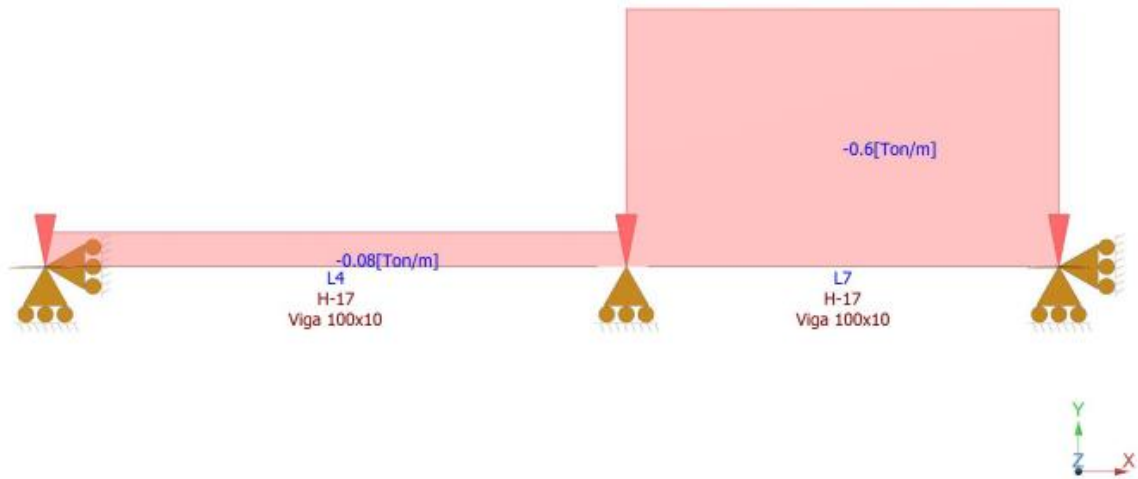


Fig. 12 Cargas sobre Losas 4 y 7. Modelación RAM Elements.

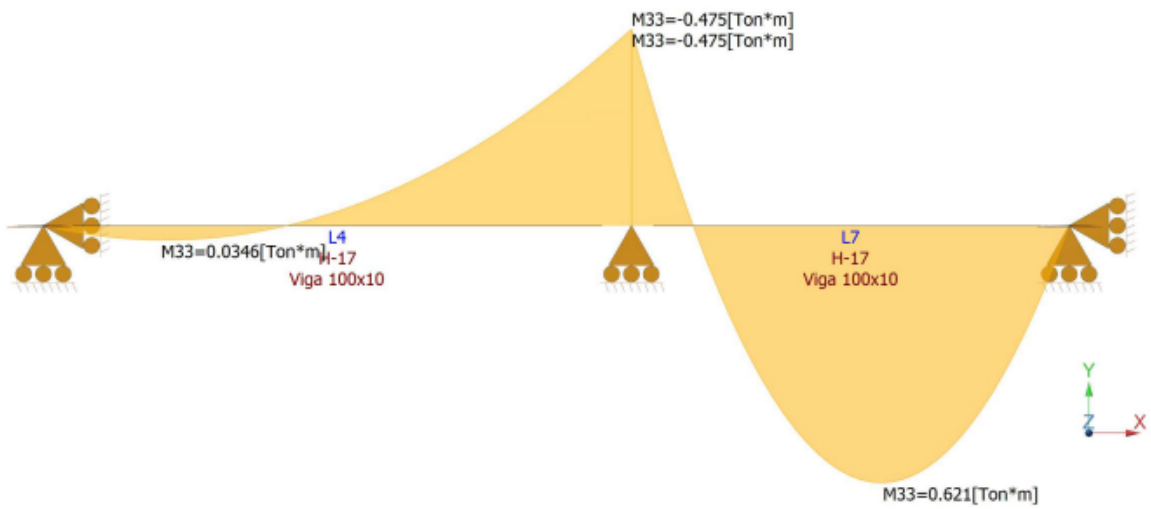


Fig. 13 Momento obtenido sobre Losas 4 y 7. Modelación RAM Elements.

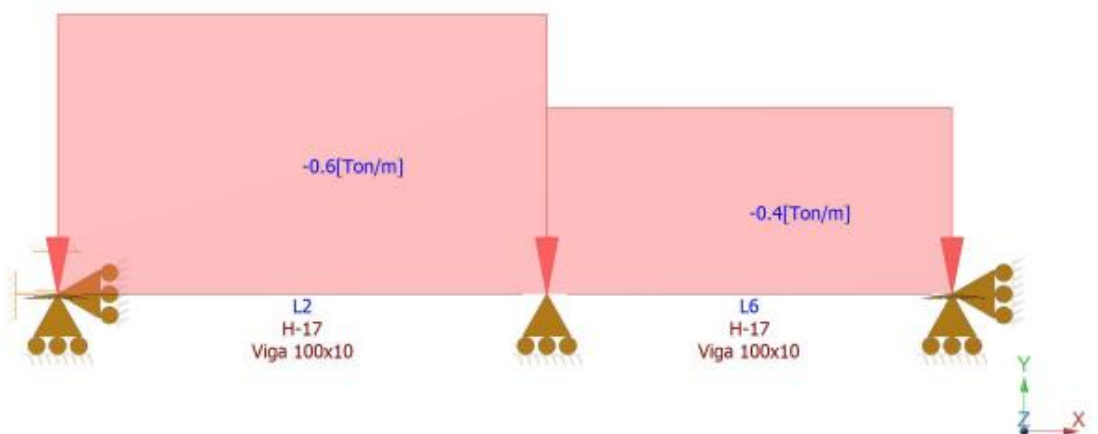


Fig. 14 Cargas sobre Losas 2 y 6. Modelación RAM Elements.

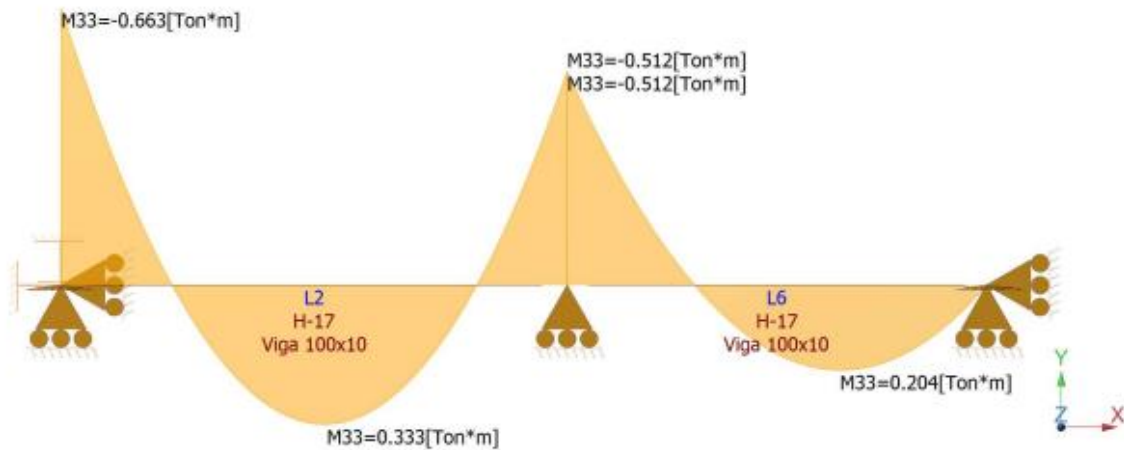


Fig. 15 Momento obtenido sobre Losas 2 y 5. Modelación RAM Elements.

En la siguiente tabla se presentan los momentos de tramo obtenidos de la modelación, dónde para la losa L2, modelada dos veces

Losa	Momentos Planilla		Momentos Modelación	
	My (kg/m)	Mx (kg/m)	My (kg/m)	Mx (kg/m)
L1	135,00	310,00	155,00	277,00
L2	490,00		358,00	
L3	245,00	220,00	121,00	156,00
L4	130,00	230,00	35,00	315,00
L6	126,00	217,00	17,00	204,00
L7	750,00		621,00	
L9	475,00		462,00	

Tabla 6. Comparación de momentos de tramo obtenidos sobre losas.

En la Tabla 6 se presenta la comparación de los momentos de planilla y los obtenidos mediante la modelación. Para las losas en una dirección, los valores de la planilla son superiores a los obtenidos en la modelación. En el caso de las losas en dos direcciones los momentos de planilla superan los valores obtenidos del modelo, sin embargo, algunos valores son inferiores, como en la losa L1 y L4.

7.2. Vigas

Se realizó el análisis de las cargas consideradas sobre las vigas, la cual se indica en la planilla como una carga total (q).

Se consideró el peso propio, y la reacción de las losas sobre las vigas, que se obtiene del análisis del inciso 7.1., y se muestra en la Fig. 16 y 17. A continuación, se presenta, como ejemplo, el análisis sobre algunas vigas, con el fin de comparar la carga total considerada en la planilla, y la carga total obtenida en el análisis del cálculo.

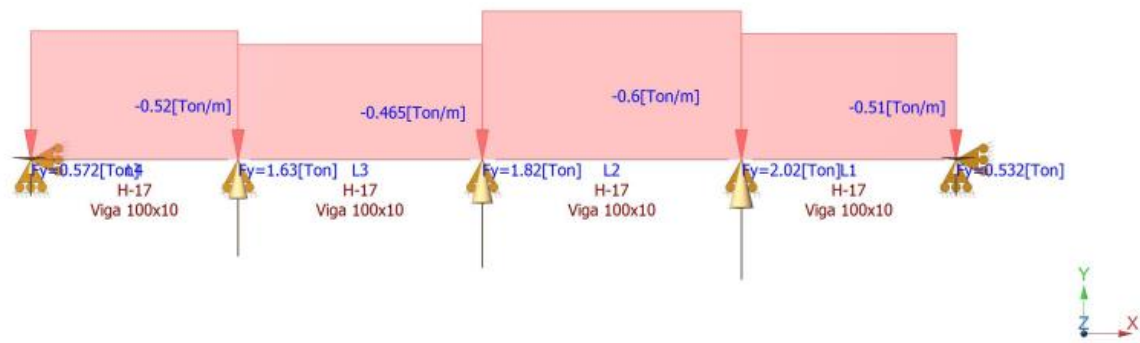


Fig. 16 Cargas sobre Losas 1,2,3 y 4 y reacciones obtenidas. Modelación RAM Elements.

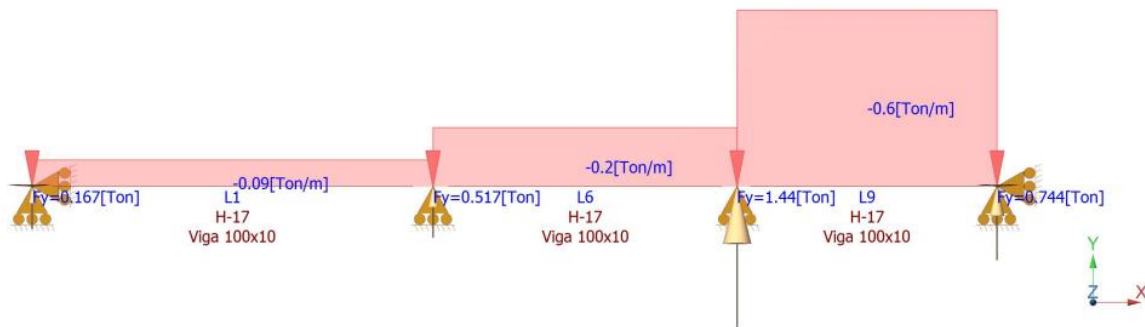


Fig. 17 Cargas sobre Losas 1,6 y 9, y reacciones obtenidas. Modelación RAM Elements.

Viga	Ancho (m)	Altura (m)	Peso propio (tn/m)	Reacción de losas sobre vigas (tn/m)	Carga total (tn/m)	Carga planilla (tn/m)	Comparación
10a	0,15	0,4	0,150	2,02	2,17	2,35	108%
10b	0,15	0,35	0,131	2,02	2,15	2,35	109%
12a	0,20	0,40	0,200	1,82	2,02	2,90	144%
12b	0,20	0,30	0,150	1,82	1,97	2,9	147%
15a	0,15	0,50	0,188	1,63	1,82	2,05	113%
15b	0,15	0,30	0,113	1,63	1,74	2,05	118%
9a	0,20	0,25	0,125	0,532	0,66	1,85	282%
8e	0,20	0,25	0,125	0,167	0,29	1,35	462%
7a	0,15	0,40	0,150	0,517	0,67	1,10	165%
7b	0,15	0,30	0,113	0,517	0,63	1,10	175%
5e	0,20	0,45	0,225	1,44	1,67	3,00	180%
1c	0,15	0,45	0,169	0,744	0,91	1,80	197%

Tabla 7. Comparación de cargas consideradas sobre vigas.

Se observa que las cargas consideradas en las planillas son superiores a las cargas obtenidas del análisis, debido a que las cargas se afectaron por un coeficiente de seguridad, sin embargo, se observa una gran variabilidad en el porcentaje entre las cargas del análisis y las cargas de la planilla, por lo que no se puede establecer un coeficiente único para el incremento de las cargas.

8. Diagnóstico de la Estructura

Finalizado el estudio preliminar de la documentación disponible de la estructura, se procedió hacia la fase de diagnóstico. En esta etapa se analizó si la estructura real responde a lo que se

indica en los planos, respecto a las dimensiones, calidad de hormigón, cantidad, diámetro y disposición de armaduras.

Se realizó un recorrido completo del edificio, con el fin de evaluar visualmente el estado de conservación de la estructura de hormigón, observando todos los elementos estructurales en busca de signos de deterioro y/o patologías de las estructuras.

A continuación, se realizó el relevamiento geométrico de la totalidad de los elementos estructurales, de todas las plantas, y sus posiciones relativas.

Luego se seleccionaron elementos, sobre los cuales se realizaron los trabajos específicos para determinar la capacidad resistente de los mismo, es decir, el tipo de acero, cantidad, diámetro y posición de las armaduras, y recubrimientos, entre otros. Además, se extrajeron testigos de hormigón de los elementos estructurales con medidas aptas para este fin.

8.1. Análisis visual

Consiste en encontrar evidencias observables a simple vista de patologías de la estructura, tales como fisuras, grietas, aplastamientos, cambios de coloración, segregación y oquedades, indicios de corrosión de las armaduras, deformaciones excesivas en losas y vigas, asentamientos diferenciales, fisuras en elementos no estructurales, entre otros.

La estructura (fundaciones, columnas, vigas y losas) del edificio se encuentra finalizada, al igual que la mampostería de cierre, y gran cantidad de muros divisorios terminados, algunos de ellos con revoque grueso. Estos elementos no estructurales de cerramiento vertical, no presentan ninguno de los indicios de patologías anteriormente mencionados, es decir no presentan daños tanto la mampostería como el revoque grueso.

Los elementos resistentes no presentan fisuras, grietas, ni evidencias de corrosión de armaduras, encontrándose en óptimas condiciones de conservación. El hormigón no presenta oquedades o segregaciones, y la forma de los elementos muestra un uso correcto de encofrados. La excepción se da en la losa correspondiente a la estructura resistente del tanque de reserva, ubicado en la planta superior, que presenta un estado generalizado de corrosión, que la hace no apta para su uso como elemento estructural.



Fig. 18 Relevamiento de la estructura. Estado de losas, vigas y columnas



Fig. 19 Relevamiento de la estructura. Vigas y columnas.



Fig. 20 Relevamiento de la estructura. Losa L2 y Losa baja L2



Fig. 21 Relevamiento de la estructura. Losa baja L2 y Losa del tanque de reserva.

8.2. Relevamiento Geométrico

Se realizó el relevamiento geométrico de la totalidad los elementos estructurales, y la disposición relativa en la estructura, en cada una de las plantas, mediante el uso de cinta métrica y medidor láser.

En la documentación recibida, los planos detallan la existencia de cuatro plantas diferentes, como se detalló en el Inciso 6. Se corroboró que la estructura resistente consta de dos plantas distintas.

- Estructura sobre Planta Baja
- Estructura sobre Planta Tipo, que se repite en los pisos 1ro a 8vo.

Las dimensiones difieren levemente de las indicadas en los planos. Conocer la disposición real de los elementos significa un cambio en las solicitaciones de algunas vigas, se constató que no existen los apeos columna - viga, que se muestran en los planos del 7mo y 8vo nivel, y además la existencia de una columna que se identificará como C18* en los planos.

8.3. Evaluación de la Calidad del hormigón

Con el fin de evaluar la calidad del hormigón de la estructura resistente, se procedió al calado de testigos de 100mm de diámetro y 150mm de longitud aproximada, de acuerdo a lo indicado en la Norma IRAM 1551.

Los testigos se extrajeron de las losas sobre planta baja, ya que el espesor de la misma y la disposición de las armaduras, eran aptas, debido a que la Norma especifica que los testigos deben ser íntegros y no presentar materiales extraños al hormigón tales como barras de acero, y la relación altura/diámetro debe ser igual a dos (2) como valor máximo, y nunca inferior a uno (1). En principio, se puede apreciar en el aspecto de los testigos una buena distribución de los materiales componentes, sin indicios de segregación, como se muestra en las imágenes de las Fig. 22 y 23.

Se realiza el ensayo a compresión de los testigos según IRAM 1551 y se determina la resistencia, según el art. 4.4.3.2 Reglamento CIRSOC 201/05. La **resistencia promedio** obtenida fue de **25,4MPa**, con un valor mínimo de 24,5MPa. El requerimiento para testigos de hormigón H-30:

$$f'_{ci} \geq 0,75 f'_c = 22,5Mpa$$

$$f'_{cm} \geq 0,85 f'_c = 25,5Mpa$$

Dónde f'_{ci} es la resistencia individual mínima de cada testigo y f'_{cm} la resistencia media mínima, correspondientes a un hormigón de calidad H-30.

La resistencia promedio obtenida en el ensayo no cumple con la segunda condición. el requerimiento para testigos de hormigón H-25:

$$f'_{ci} = 24,5MPa \geq 0,75 f'_c = 18,75Mpa$$

$$f'_{cm} = 25,4MPa \geq 0,85 f'_c = 21,25Mpa$$

Por lo tanto, se puede clasificar al hormigón como clase H-25, según Reglamento CIRSOC 201/05, calidad que se puede considerar equivalente a la clase H-21 según Reglamento CIRSOC 201/82. Esta interpretación se basa en la definición de resistencia característica de cada código. Según CIRSOC 201/05, el valor de la resistencia característica se define como aquel cuya probabilidad de ser superado es del 90% del total de la muestra, y en según CIRSOC 201/82 es aquel valor cuya probabilidad de ser superado es del 95% del total de la

muestra, por lo tanto, por esta diferencia de fractiles es correcta la correlación entre las calidades entre ambos reglamentos. La calidad declarada en la documentación es H-17, por lo que, de los resultados del ensayo se constata que el hormigón cumple holgadamente con la calidad requerida.



Fig. 22 Extracción de testigos en losas.



Fig. 23 Ensayo de testigos.

8.4. Relevamiento de Armaduras

Consiste en determinar la armadura disponible en los elementos estructurales, con el fin de obtener, la capacidad de carga real de cada uno de ellos.

El procedimiento se llevó a cabo mediante la utilización de dos elementos:

- Detector de armaduras
- Martillo neumático

En primer lugar, se utilizó el detector de armaduras para identificar la posición de las barras, y separación entre estribos, en cada elemento. A continuación, se procedió a la rotura localizada del hormigón, mediante el uso del martillo neumático, para dejar expuestas las armaduras. Luego se verificó la disposición de las armaduras en losas y vigas, el tipo de acero y diámetro, y se comparó con las armaduras declaradas en las planillas de losas y vigas recibidas como documentación.



Fig.24 Armadura apoyo losa L2/L3 y viga V12a.



Fig.25 Armadura viga V12a.



Fig.26 Armadura apoyo losa L2/L7 y viga V12c.



Fig.27 Armadura apoyo losa L2/L9.

En el Inciso 4.1 se detallaron las incongruencias encontradas en la documentación respecto a la disposición de las armaduras en las losas, estas mismas fueron constatadas en el relevamiento.

- Losa 2 - Tramo

Según los planos, la losa 2 presenta un sector con un desnivel de 20cm, conformando una losa baja. El relevamiento permitió constatar que la disposición de las armaduras en esta zona es la misma que la correspondiente al resto de la losa, tal como se indica en la documentación entregada.

- Apoyo Losa 2 y Losa 7

La armadura disponible en el apoyo de las losas 2 y 7 de la planta tipo **no** coincide con la armadura indicada en los planos, (Fig. 26) debido a la inexistencia de la armadura levantada desde la losa 7.

- Apoyo Losa 2 y Losa 9

La armadura disponible en el apoyo de las losas 2 y 9 de la planta tipo **no** coincide con la armadura indicada en los planos, (Fig. 27) debido a la inexistencia de la armadura levantada desde la losa 2.

8.5. Capacidad Resistente de los Elementos Estructurales Reales

En base a los datos obtenidos del relevamiento geométrico y de armaduras, se procedió a determinar la capacidad resistente de los elementos estructurales.

11.5.1. Losas

Se modeló la estructura considerando el modelo utilizado en el cálculo original para losas. Se adoptaron las cargas en base al destino de la obra y a los datos analizados de las cargas indicadas en las planillas de losas.

Cargas Permanentes	
Losa	
Altura losa (m)	0,1
Peso específico hormigón (kN/m ³)	25
Peso propio losa (kN/m ²)	2,5
Contrapiso	
Espesor contrapiso (m)	0,05
Peso específico contrapiso (kN/m ³)	20
Peso contrapiso (kN/m ²)	1,0
D(kN/m²)	3,5
Sobrecarga	
L (kN/m²)	2,0

Tabla 8. Cargas permanentes y sobrecargas consideradas para el cálculo de la capacidad resistente de losas.

Las cargas permanentes obtenidas en la Tabla 8 consideran valores de cargas generales para losas y contrapisos, debido a que no se conocen los datos de proyecto respecto al tipo de piso, ciellorraso y, espesor y material del contrapiso, por lo que el valor obtenido igual a 3,5kN/m², es un valor aproximado. Frente a esta incertidumbre se redondea este valor y se adopta **4kN/m²** para las **cargas permanentes**. La **sobrecarga según uso** para el caso de usos residenciales es **2 kN/m²**, según Reglamento CIRSOC 101/05. Finalmente, la suma de las

cargas es de 6 kN/m², la cual coincide con la carga considerada para las losas de planta tipo en el cálculo original, por lo tanto, no hay coeficientes de seguridad, lo que sugiere un cálculo con el método elástico o de tensiones admisibles para el caso de las losas.

En el caso particular de la Losa 2, se considera un esquema de carga distinto para la zona que conforma una losa descendida, con un desnivel de 20cm.

Cargas Permanentes	
Losa descendida L2	
Altura losa (m)	0,1
Peso específico hormigón (kN/m ³)	25
Peso propio losa (kN/m ²)	2,5
Contrapiso	
Espesor contrapiso (m)	0,2
Peso específico contrapiso alivianado (kN/m ³)	10
Peso contrapiso (kN/m ²)	2,0
D (kN/m²)	4,5
Sobrecarga	
L (kN/m²)	2,0

Tabla 9. Cargas permanentes y sobrecargas consideradas para el cálculo de la capacidad resistente de la Losa descendida L2.

Se adopta para las cargas permanentes es 5 kN/m², resultando la suma de las cargas total igual a 7 kN/m².

A continuación, la Tabla 10, presenta los resultados obtenidos, para los cuales se calcularon las secciones de armadura necesaria, y se cotejó con las armaduras disponible en la losa, dato obtenido del relevamiento.

Losa	Momento de Tramo		Armadura por metro tramo								Verifica
	Mx	My	x				y				
	(kN/m)	(kN/m)	As nec.	As col.	Cant.	φ	As nec.	As col.	Cant.	φ	
L1	3,10	1,35	1,30	1,41	5	6	0,56	1,13	4	6	VERIFICA
L2	4,90		2,05	2,01	4	8	-		Rep.	4,2c/25cm	VERIFICA
L2 losa baja	10,72		3,51	2,01	4	8	-		Rep.	4,2c/25cm	NO VERIFICA
L3	2,20	2,45	0,91	1,13	4	6	0,96	1,13	4	6	VERIFICA
L4	2,30	1,30	0,95	1,41	5	6	0,53	1,13	4	6	VERIFICA
L6	2,17	1,26	0,89	1,13	4	6	0,51	1,13	4	6	VERIFICA
L7		7,50	3,23	2,51	5	8	-		Rep.	4,2c/25cm	NO VERIFICA
L9		4,75	2,02	2,01	4	8	-		Rep.	4,2c/25cm	VERIFICA

Tabla 10. Losas. Verificación armadura de tramo.

Posición	Momento de Apoyo M (kNm)	Armadura por metro apoyo				Verifica
		As nec. (cm ² /m)	As colocada (cm ² /m)	Cantidad	Diámetro	
L1/L2	6,30	2,70	2,98	7	6	VERIFICA
				2	8	
L6/L2	6,30	2,70	2,64	4	6	VERIFICA
				3	8	
L2/L3	6,20	2,65	2,42	5	6	NO VERIFICA
				2	8	
L2/L7	6,20	2,65	2,01	4	8	NO VERIFICA
L3/L4	4,60	1,95	1,98	7	6	VERIFICA
L4/L5	5,00	2,12	2,26	8	6	VERIFICA
L1/L6	2,60	1,08	1,98	7	6	VERIFICA
L9/L6	4,55	1,93	1,85	3	6	NO VERIFICA
				2	8	
L9/L2	4,55	1,93	1,57	2	6	NO VERIFICA
				2	8	
L3/L7	7,00	3,04	3,14	5	6	VERIFICA
				2	8	
L7/L4	7,00	3,04	3,14	4	6	VERIFICA
				4	8	

Tabla 11. Losas. Verificación armadura de apoyo.

11.5.2. Vigas

Se realizó la modelación de las vigas, utilizando el software RAM Elements. Las cargas consideradas corresponden al peso propio de las mismas, y la reacción de la losa sobre la viga. Este último punto se obtuvo de la modelación de las losas mencionada en el inciso anterior.

En base al método de cálculo, las cargas sobre las losas se dividen en la dirección x e y, con la misma relación que en el cálculo original, y se obtuvieron las reacciones sobre las losas. A continuación, se muestra la salida de software, con las cargas sobre las losas y las reacciones obtenidas.

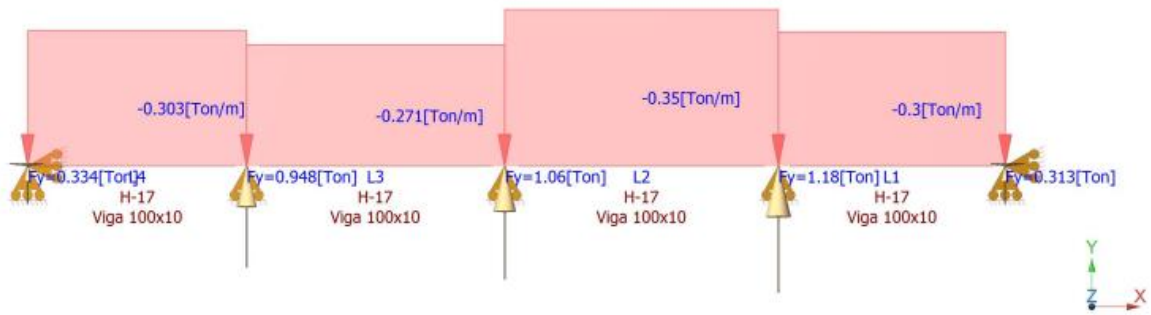


Fig. 28 Cargas sobre losas L1, L2, L3 y L4, y reacciones obtenidas.

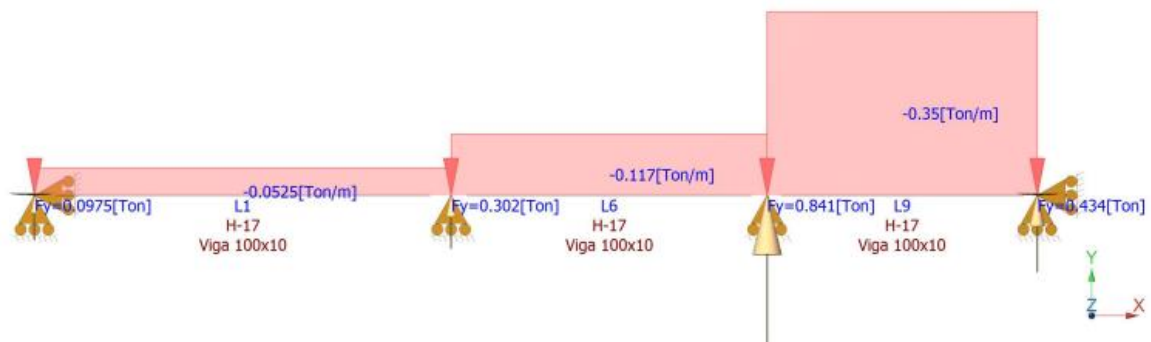


Fig.29 Cargas sobre losas L1, L6 y L9, y reacciones obtenidas.

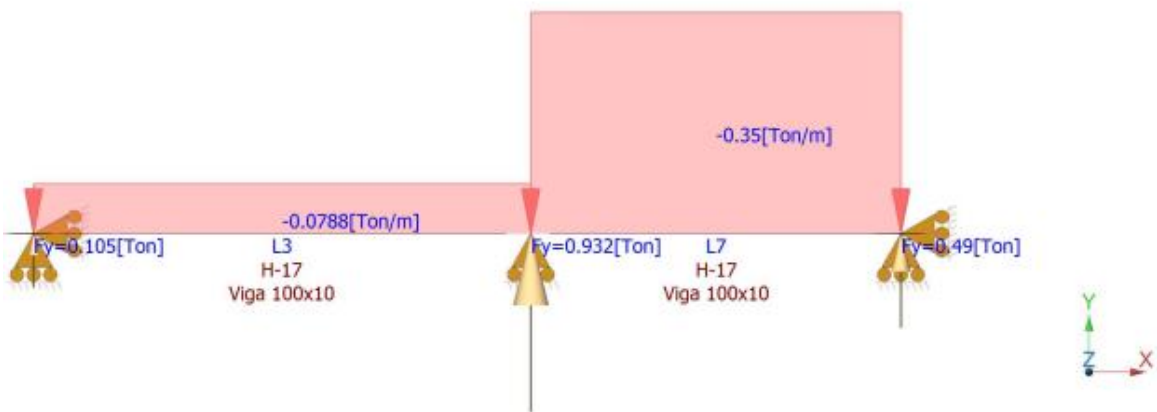


Fig. 30 Cargas sobre losas L3 y L7, y reacciones obtenidas.



Fig. 31 Cargas sobre losas L2 y L6, y reacciones obtenidas.

Luego se modela la planta de vigas, la estructura presenta vigas de dimensiones variadas, para las cuales se calcula el peso propio. La estructura presenta mampostería de cierre, esta carga se considera sobre las vigas de borde. Con estos valores y las reacciones de las losas sobre las vigas obtenidas anteriormente, se procede a cargar las vigas.

Peso propio en vigas		
Ancho (m)	Altura (m)	Peso propio (kN/m)
0,20	0,25	1,25
0,20	0,30	1,5
0,20	0,40	2,0
0,20	0,45	2,25
0,15	0,35	1,31
0,15	0,40	1,50
0,15	0,45	1,69

Tabla 12 Peso propio de las vigas (Dv).

El peso propio de la mampostería de cierre se calcula según la Tabla 3.1 CIRSOC 201/05, considerando un ancho total de 0,20m y una altura igual a 3,00m.

$$\text{Peso propio Mampostería} = 0,20m \cdot 3,00m \cdot 10,50 \frac{kN}{m^3} = 6,4 \frac{kN}{m}$$

A continuación, se presentan los momentos obtenidos sobre las vigas, para la combinación de cargas mayoradas:

$$U = 1,2 \cdot (D_v + D_m + R_d) + 1,6 \cdot R_l$$

Dónde D_v es el peso propio de la viga, D_m es el peso propio de la mampostería en las vigas que corresponde, R_d es la reacción de la losa sobre la viga debida al peso propio, y R_l es la reacción de la losa sobre la viga debido a la sobrecarga.

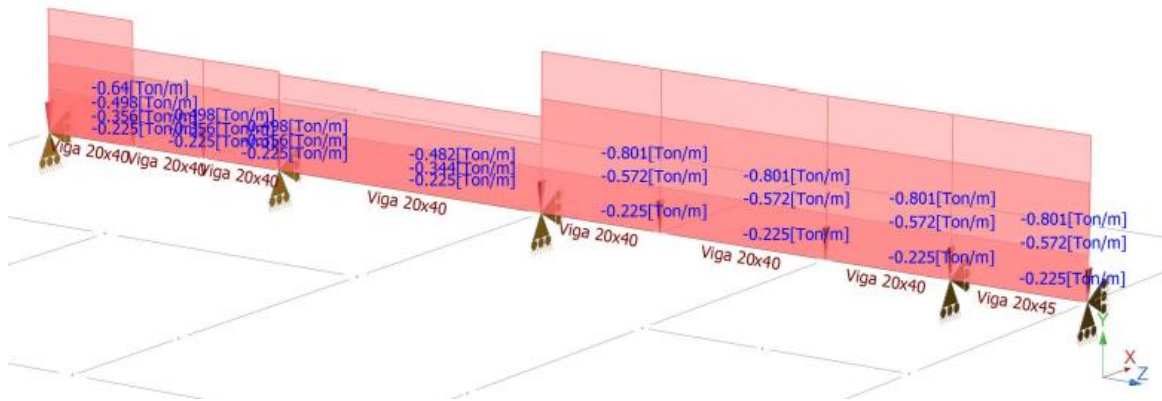


Fig. 32 Cargas sobre Vigas V5

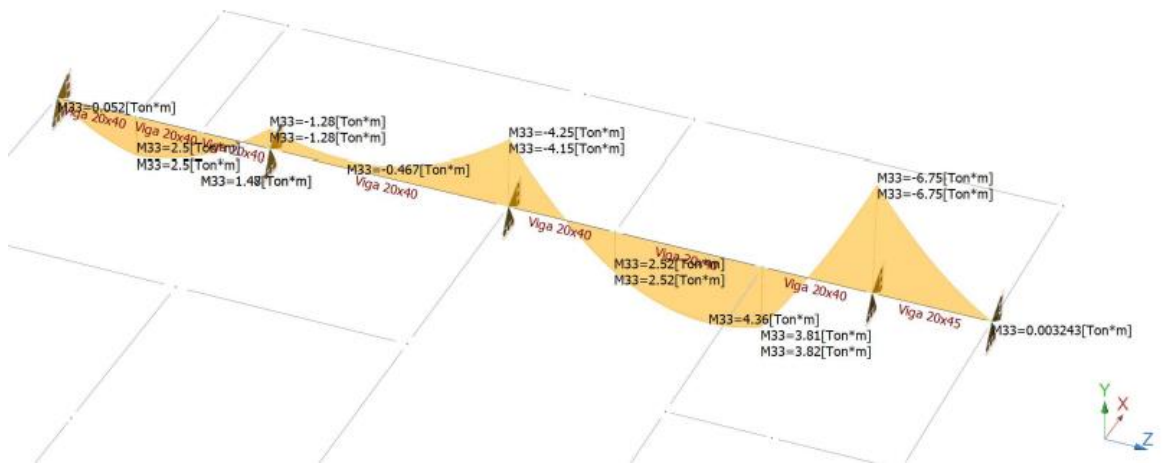


Fig. 33 Momentos obtenidos sobre Vigas V5.

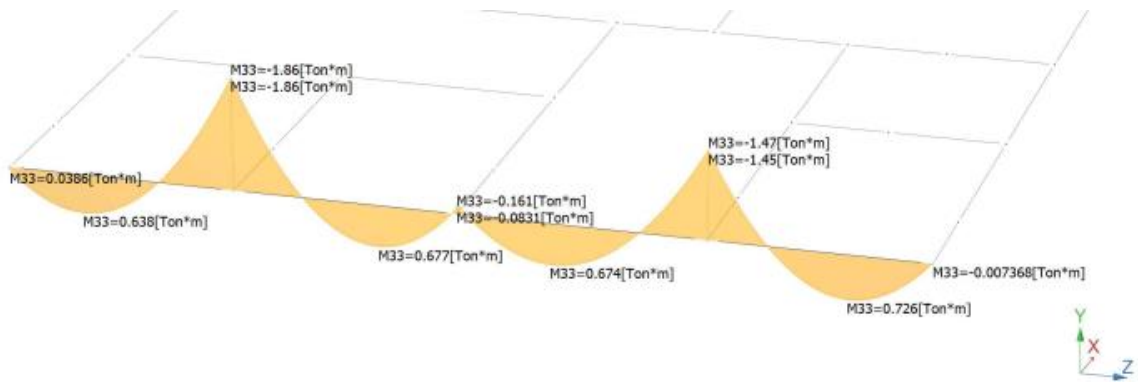


Fig. 34 Momentos obtenidos sobre Vigas V8.

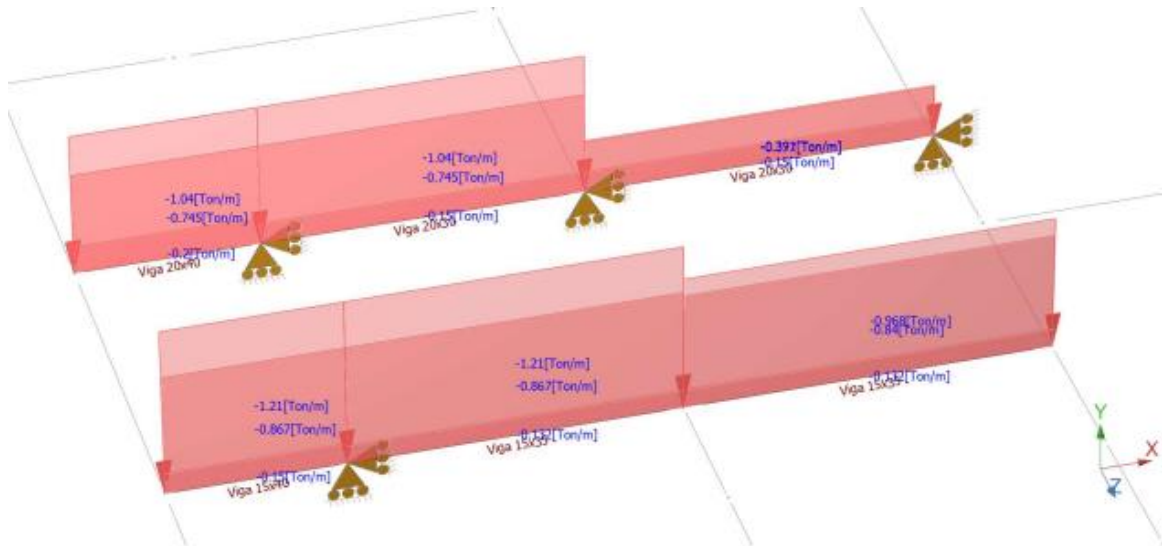


Fig. 37 Cargas sobre Vigas V10 y V12.

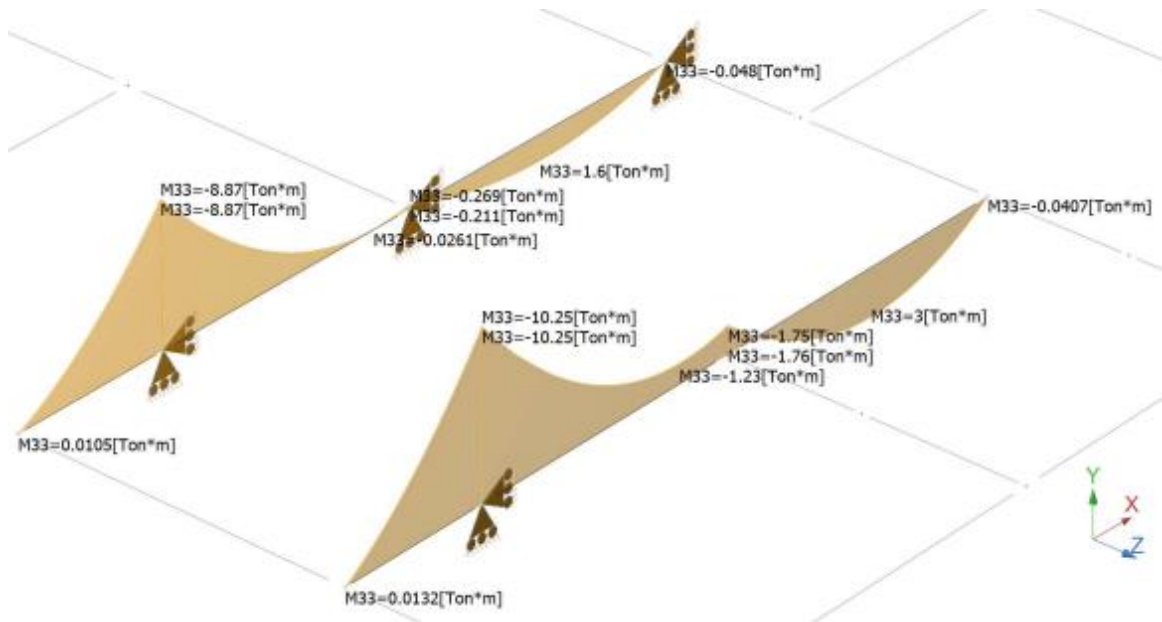


Fig. 38 Momentos obtenidos sobre Vigas V10 y V12.

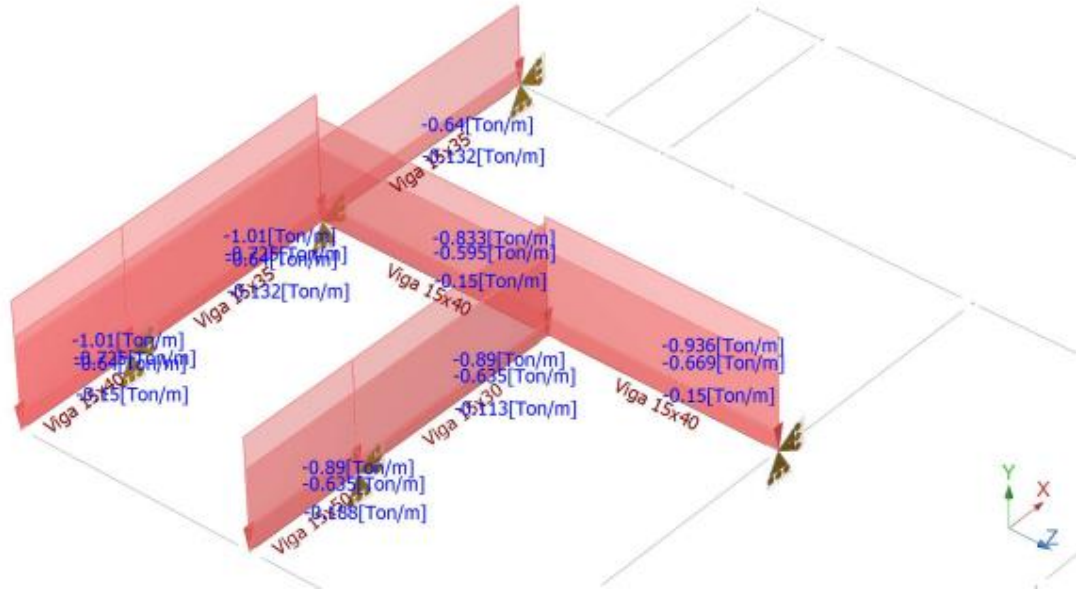


Fig. 39 Cargas sobre Vigas V6, V15 y V18.

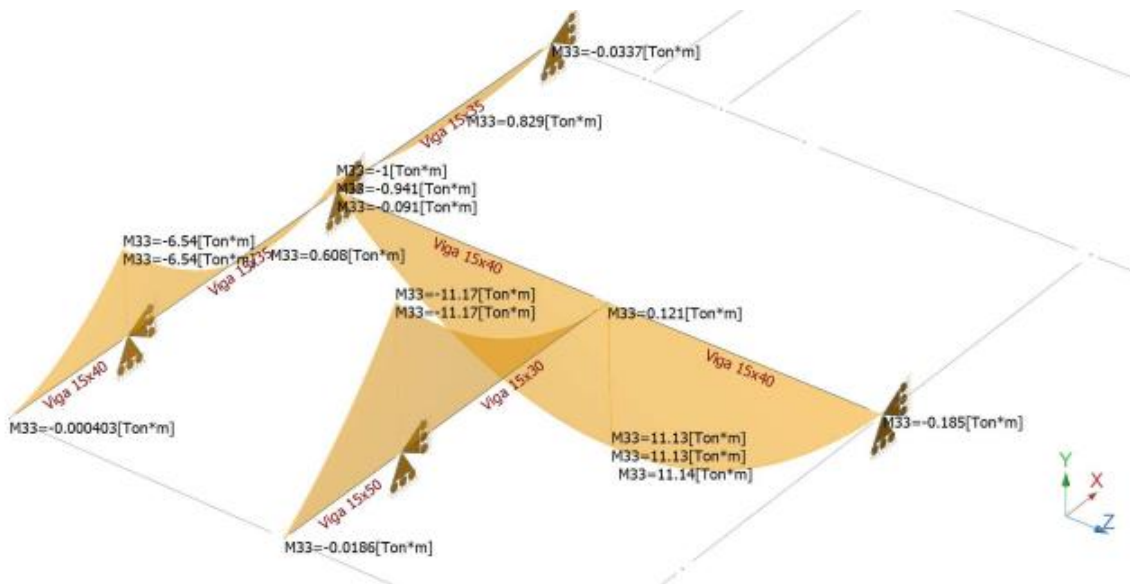


Fig. 40 Momentos obtenidos sobre Vigas V6, V15 y V18.

Se procede a realizar el cálculo de la capacidad resistente de las vigas. A modo de ejemplo se desarrolla el cálculo para la Viga V12c, la sección de armadura existente se obtuvo en el Inciso 8.4.

11.5.2.1. Ejemplo de Cálculo del Momento Resistente Viga V12c

Se procede a calcular la sección de armadura de la viga.

$$A_s = n \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 5 \cdot \pi \cdot \frac{(0,8mm)^2}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Conocida la sección de armadura, se obtiene la altura del bloque de compresión (a) de la viga, a partir del planteo de la ecuación de equilibrio de fuerzas en la viga, según la figura que se presenta a continuación.

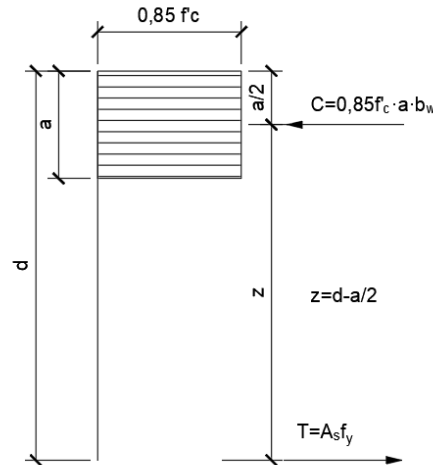


Fig. 41 Equilibrio de fuerzas en la viga.

$$T = C$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} = \frac{2,51 \text{ cm}^2 \cdot 420 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 20 \text{ cm}} = 2,48 \text{ cm}$$

La relación entre la altura del bloque de compresión y la altura útil es el coeficiente K_a .

$$K_a = \frac{a}{d} = \frac{2,48 \text{ cm}}{28 \text{ cm}} = 0,089$$

El valor obtenido debe ser superior al coeficiente mínimo $K_{a\text{mín}}$.

$$K_{a\text{mín}} = \frac{1,40}{0,85 \cdot 25 \text{ MPa}} = 0,066 < K_a \rightarrow \text{Verifica}$$

Luego, el momento nominal (M_n) se obtiene planteando el equilibrio de momentos.

$$M_n = (0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Se reemplaza la altura del bloque de compresión, por el producto entre la altura útil y el coeficiente K_a .

$$\begin{aligned} M_n &= (0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot K_a \cdot d) \cdot \left(d - \frac{K_a \cdot d}{2}\right) \\ M_n &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot K_a \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{K_a}{2}\right) \\ M_n &= 0,85 \cdot 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 0,089 \cdot (0,28 \text{ m})^2 \cdot \left(1 - \frac{0,089}{2}\right) = 28,2 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Finalmente se obtiene el momento último al que se encuentra sometida la viga como el producto entre el momento nominal y el coeficiente de reducción ϕ , cuyo valor para flexión es igual a 0,90.

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ M_u &= M_n \cdot \phi = 28,2 \text{ KNm} \cdot 0,9 \\ M_u &= 25,4 \text{ KNm} \end{aligned}$$

El momento al que se encuentra sometido la viga es igual a 16KNm, este valor es inferior al momento resistente de la misma por lo tanto verifica.

$$M_u = 25,4 \text{ KNm} > 16 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verifica}$$

A continuación, se presenta en la Tabla 13 los resultados obtenidos en la verificación.

Viga	Armadura existente			Momento Resistente (kNm)	Momento Modelación (kNm)	Verifica
	Diámetro Φ	Cant.	Sección (cm ²)			
5b	8	3	1,79	28,51	25	VERIFICA
	6	1				
5c	10	4	3,14	49,2	42,5	VERIFICA
5d	8	6	3,02	41,6	43,6	NO VERIFICA
5e	8	8	4,02	67,9	67,5	VERIFICA
7a / 7b	12	3	11,44	131,7	79,3	VERIFICA
	16	4				
10a / 10b	16	6	15,46	162,5	102,5	VERIFICA
	12	3				
10c	8	4	2,01	27,9	30	NO VERIFICA
12a / 12b	16	4	13,70	161,7	88,7	VERIFICA
	12	5				
12c	8	5	2,51	25,4	16	VERIFICA
15a / 15b	10	6	8,48	136,0	111,7	VERIFICA
	8	3				
	12	2				
18a / 18b	16	5	11,06	128,4	111,7	VERIFICA
	8	2				
18b	8	2	3,02	12,3	6,08	VERIFICA
6b/6c	16	4	12,32	121,6	111,4	VERIFICA
	12	2				

Tabla 13. Verificación a flexión de vigas.

8.6. Resumen de problemas Estructurales

En conclusión, la estructura presenta problemas puntuales que la hacen no apta para soportar las cargas de diseño en los elementos estructurales de Planta Tipo. A continuación, se presenta un resumen de los mismos.

- Apoyo losas 2/3, armadura insuficiente, correspondiente al momento negativo.
- Apoyo losas 2/7, armadura insuficiente, correspondiente al momento negativo.
- Apoyo losas 9/6, armadura insuficiente, correspondiente al momento negativo.
- Apoyo losas 9/2, armadura insuficiente, correspondiente al momento negativo.
- Losa 2 "baja", armadura insuficiente, correspondiente al momento positivo.
- Losa 7, armadura insuficiente, correspondiente al momento positivo.
- Viga 5d, armadura insuficiente, correspondiente al momento positivo.
- Viga 10c, armadura insuficiente, correspondiente al momento positivo.

Para poder utilizar la estructura en su conjunto como estructura resistente del edificio para el uso proyectado originalmente o con un nuevo proyecto, deberá realizarse una intervención sobre la estructura, **reforzando los elementos estructurales** indicados.

9. Refuerzo de la Estructura

Una vez realizado el diagnóstico, se obtuvo evidencia de una insuficiencia de sección de armadura en losas y vigas, por lo que es necesario proyectar la intervención de la estructura, para devolverle las características que exige la normativa para su correcto funcionamiento como sistema estructural.

Reforzar la estructura consiste en adicionar, modificar o remodelar el sistema estructural con en el objetivo de **incrementar su resistencia, rigidez y estabilidad**. Aumentar la resistencia significa que la estructura en su totalidad y cada uno de los elementos que la constituyen deberán poseer las características mecánicas necesarias para soportar adecuadamente la totalidad de las cargas y de las deformaciones debida a ellas, a la que estará sometida la estructura durante su funcionamiento. En cuanto a la rigidez, los elementos deben tener un correcto comportamiento evitando deformaciones excesivas frente a las cargas normales de operación. La totalidad de la estructura y cada uno de los elementos que la constituyen deben ser capaces de conservar el estado de equilibrio en posición deformada, es decir, el equilibrio de las fuerzas externas y los esfuerzos internos debe ser estable.

Los refuerzos se diseñan y dimensionan según las necesidades concretas del elemento estructural, en función de su estado y grado de sollicitación.

Los sistemas habituales de refuerzos de elementos estructurales de hormigón son:

- Refuerzo mediante recrecido de hormigón armado.
- Refuerzo con perfiles metálicos.
- Refuerzo con fibra de carbono.

A continuación, se describen las características generales de los sistemas de refuerzo mencionado.

- **Refuerzo mediante recrecido de hormigón armado**

Consiste en aumentar las dimensiones de un elemento estructural envolviéndolo con una sección adicional de hormigón incorporando una nueva armadura. Puede realizarse con hormigón proyectado o colado in situ, y su espesor es determinado por la sección requerida para resistir el nuevo esfuerzo.

Este sistema presenta la ventaja de tener gran compatibilidad entre el material original y el del refuerzo, siempre que se garantice el correcto anclaje de la armadura, y una adecuada adherencia entre el hormigón existente y el hormigón nuevo. El recrecido de hormigón presenta una amplia superficie de contacto entre ambos materiales, lo que posibilita la transferencia de esfuerzos, mediante compresión directa hormigón-hormigón, rozamiento y adherencia hormigón-hormigón, el uso de pasadores o conectores y transferencia armadura-armadura. El correcto funcionamiento del refuerzo mediante recrecido con hormigón armado permite aprovechar los mecanismos de transferencia de cargas entre la pieza existente y el refuerzo. La interfase de unión entre el nuevo hormigón y el existente, es uno de los puntos clave del refuerzo, ya que se debe asegurar una transmisión perfecta y continua de todos los esfuerzos. Actualmente las casas comerciales especializadas ofrecen productos a base de resinas denominados **puentes de unión**, que aseguran el perfecto comportamiento de esta interfase. Es fundamental asegurar una buena preparación de la superficie sobre la que se aplicara el hormigón de refuerzo y el puente de unión, realizando el saneado y limpieza de la superficie existente, mediante arena proyectada, chorro de agua a alta presión, etc., procurando que la superficie quede libre de polvo, pinturas, aceite, y partículas sueltas.

Las ventajas de este sistema están dadas por su bajo costo, y requerir mano de obra no especializada, además de la gran cantidad de antecedentes del uso de este método basados en el comportamiento de estos materiales. Por otra parte, presenta un buen comportamiento frente al fuego, algo que no sucede en otros tipos de refuerzos.

Uno de los inconvenientes de esta técnica es la necesidad de aumentar de manera considerable las dimensiones originales del elemento, lo cual puede afectar el espacio y la estética de la edificación, además de una dificultad constructiva considerable. En términos estructurales el incremento de rigidez que el sistema exige puede alterar la distribución de esfuerzos en la estructura. El elemento no puede ponerse en servicio hasta que el hormigón alcance su resistencia de cálculo.

- **Refuerzo con perfiles metálicos**

Consta del uso de perfiles metálicos que se vinculan a la estructura existente. Al igual que el recrecido es eficaz para incrementar la resistencia del elemento original.

Constructivamente, el refuerzo mediante perfiles metálicos presenta menos dificultad que el recrecido de hormigón. Sin embargo, el material del elemento original y el del refuerzo tienen diferente comportamiento, lo que puede generar problemas de compatibilidad. Asimismo, la transferencia de esfuerzos al refuerzo está necesariamente más concentrada, y en general la transferencia tangencial de esfuerzos por adherencia y rozamiento es insuficiente para que tomen carga este tipo de refuerzos, siendo necesario disponer anclajes de tipo mecánico o conectar directamente los nuevos perfiles metálicos a los nudos o a elementos estructurales inmediatos a través de piezas específicas.

Es un sistema constructivo sencillo y de rápida ejecución, presentando menos dificultades que el recrecido con hormigón, por lo que en algunos casos los costos de los refuerzos con perfiles son inferiores a los realizados mediante el recrecido. Este tipo de refuerzos presenta menor resistencia al fuego.

- **Refuerzo mediante fibra de carbono**

Los materiales compuestos a base de polímeros reforzados con fibra de carbono, se han introducido como alternativa de refuerzo, sustituyendo las bandas de acero. Los materiales compuestos están formados por fibras, que aportan rigidez y resistencia, y por una matriz flexible que las protege y transmite los esfuerzos. En el ámbito de la construcción, los materiales más utilizados son las de carbono, con matrices de resinas epoxi.

Pueden utilizarse como laminación húmeda o a través de elementos precurados. Son livianos y fáciles de manejar, por eso su colocación en obra es rápida y prácticamente no requiere la disposición de medios auxiliares. Se adaptan bien a la superficie de hormigón original sin modificar la sección de la pieza, permiten la orientación de las fibras, y no sufre afectación por problemas de corrosión o ataques químicos. Sus propiedades mecánicas aseguran una puesta en carga con deformaciones similares a las de la armadura de acero, a la par de una mayor durabilidad.

Sin embargo, este sistema presenta costos de material muy elevados, frente a los tipos de refuerzos expuestos anteriormente, y requiere mano de obra especializada, ya que se debe conocer la técnica de colocación. Actualmente la experiencia local en el uso de este método es escasa. Este refuerzo necesita una protección exterior para resistir impactos o fuego.

En base a la investigación realizada sobre los distintos tipos de refuerzos, y analizando el grado de refuerzo necesario, el aspecto estético final, y el aspecto económico que considera

la disponibilidad y costo de los materiales y mano de obra, se optó por la opción de **recrecido de hormigón armado para vigas y losas**, y la **reconstrucción de la losa descendida**.

A continuación, se proyectan las alternativas de refuerzo y reconstrucción para los elementos estructurales que presentan inconvenientes, enumerados en el Inciso 8.6 y se establecen las cargas permanentes y la sobrecarga de diseño, los cuales no están definidos en la documentación recibida.

9.1. Análisis de Cargas

A continuación, se desarrolla el análisis de cargas según Reglamento CIRSOC 101/05.

9.1.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes consisten en el peso propio de la losa, el contrapiso, piso y cielorraso.

- Losa

El espesor de la losa de hormigón armado existente, es de 0,10m.

Peso propio Losa (DI)		
Espesor (m)	0,1	
Peso específico hormigón (kN/m ³)	25	
DI (kN/m²)	2,5	

- Contrapiso

Se proponen dos opciones, un contrapiso de hormigón pobre de 5cm de espesor, y contrapiso de hormigón liviano, tipo ISOCRET, de 10cm de espesor.

Contrapiso de hormigón pobre (Dc)		
Espesor contrapiso (m)	0,05	
Peso específico contrapiso hormigón pobre (kN/m ³)	18	
Dc (kN/m²)	0,9	

Contrapiso de hormigón liviano (Dc)		
Espesor contrapiso (m)	0,1	
Peso específico contrapiso ultra liviano (kN/m ³)	9	
Dc (kN/m²)	0,9	

- Piso y Cielorraso

Se considera en forma genérica, un piso de porcelanato y un cielorraso de placas de yeso.

Piso (Dp) y Cielorraso (Dci)		
Peso propio Cielorraso Dci (kN/m ²)	0,2	
Peso propio Piso Dp (kN/m ²)	0,2	

A partir de estos valores, la **carga permanente** considerada para el cálculo es **3,8 kN/m²**.

9.1.2. Sobrecarga de diseño

Se considera la **sobrecarga** de diseño correspondiente a Uso Residencial, según Reglamento CIRSOC 101/05, igual a **2 kN/m²**.

9.2. Refuerzo de Apoyo entre Losas

A continuación, se detallan las opciones de solución sugeridas para los apoyos de las losas cuya disposición de armaduras no resulta suficiente, según se indicó en el Inciso 8.5.1.

En base a los cálculos realizados y los resultados presentados en la Tabla 11, se debe disponer armadura adicional, de forma tal que la armadura colocada total sea suficiente para tomar los esfuerzos generados por las cargas actuantes. A continuación, se detallan las armaduras adicionales a colocar en la parte superior de las losas, en correspondencia con la unión de las mismas.

Armadura adicional apoyo entre losas	
Apoyo Losas L2/L7	Φ6mm c/45cm
Apoyo Losas L2/L3	Φ6mm c/50cm
Apoyo Losas L2/L9	Φ6mm c/50cm
Apoyo Losas L6/L9	Φ6mm c/50cm

Tabla. 14 Armadura adicional a colocar en el apoyo entre losas.

9.2.1. Armadura adicional con demolición localizada

Para colocar la armadura adicional se deberá demoler localizadamente la losa existente, como se muestra en las Fig. 43 y 44. La profundidad de la demolición debe ser tal que permita la colocación de las barras adicionales con 2cm a 2,5cm de recubrimiento superior. El ancho dependerá del medio utilizados para la tarea. Previo a la tarea de hormigonado debe colocarse una lechada de cemento sobre el hormigón existente con un aditivo tipo puente de adherencia.

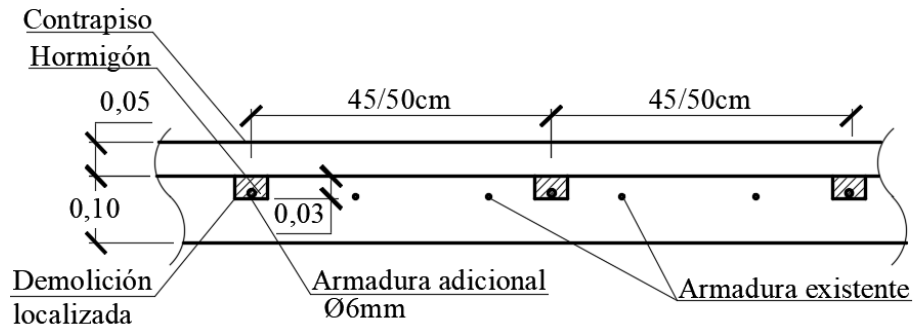


Fig. 42 Corto genérico armadura adicional.

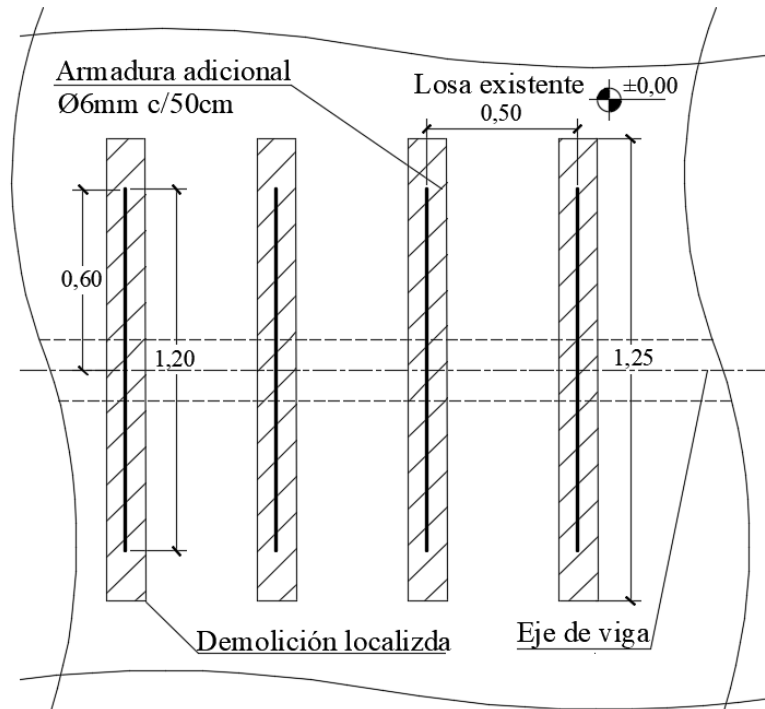


Fig. 43 Armadura adicional Apoyo Losas L2/L7.

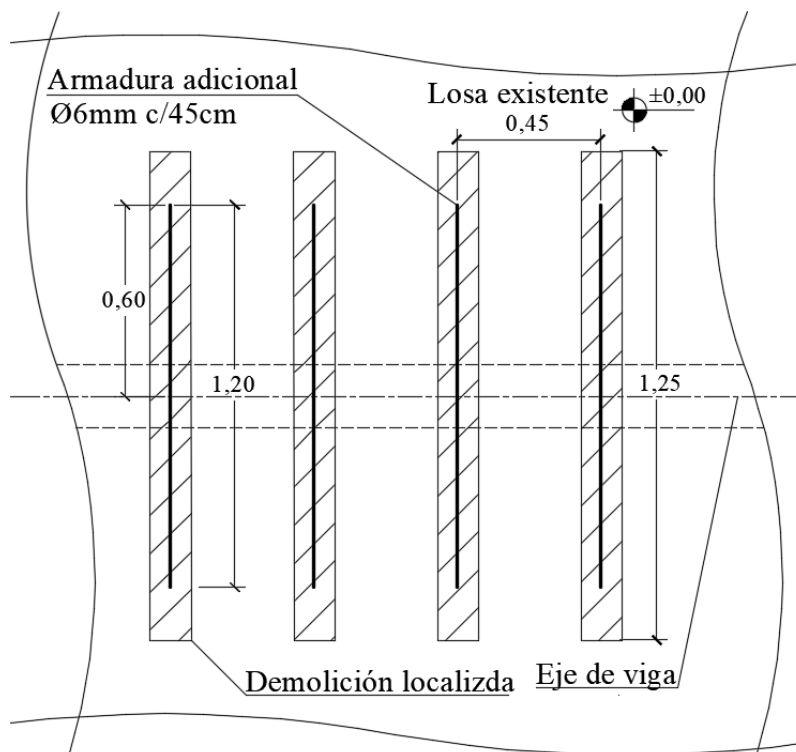


Fig. 44 Armadura adicional Apoyo Losas L2/L3, L2/L9 y L6/L9.

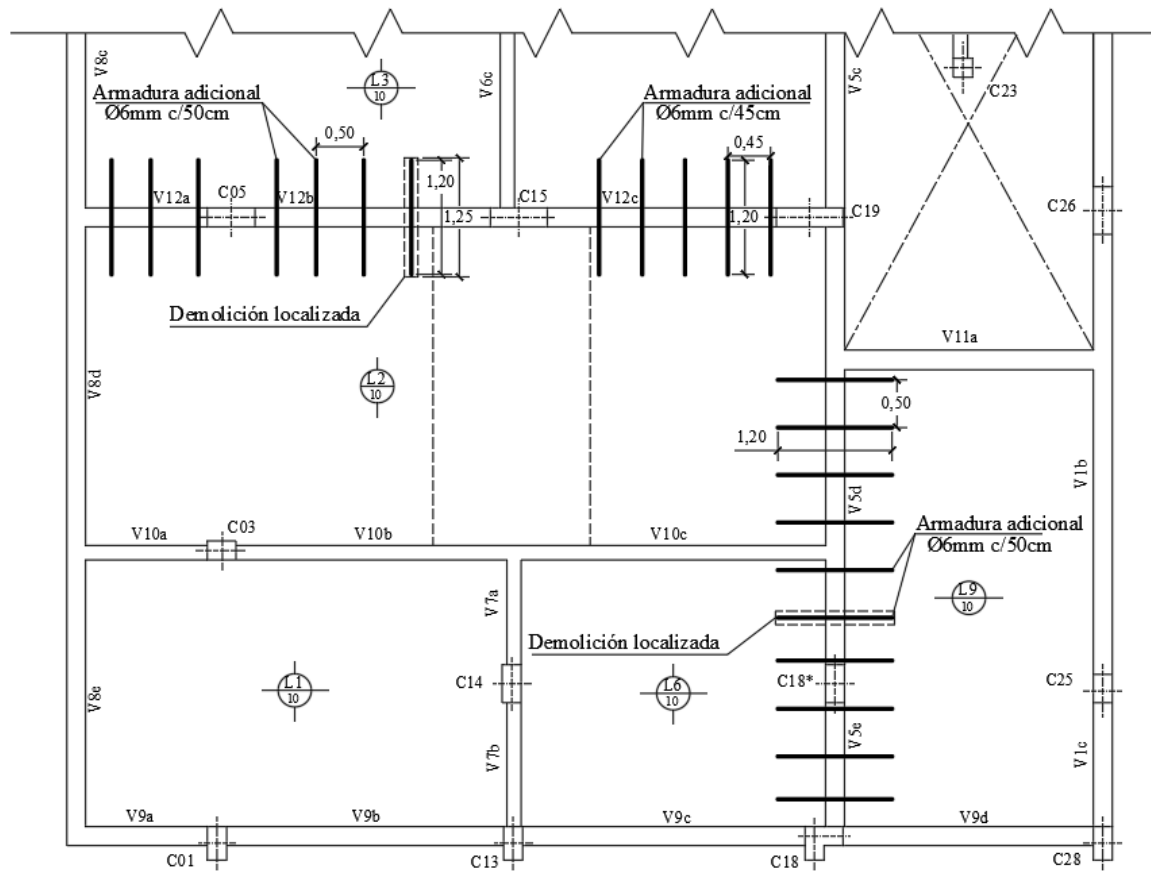


Fig. 45 Planta de losas con armadura adicional en el apoyo entre losas L2/L3, L2/L9 y L6/L9.

9.2.2. Armadura adicional en recredido de hormigón

Se realizará el recredido superior de la losa, para esto se deberá realizar la limpieza superficial del hormigón de la losa en una superficie de ancho mínimo igual a 1,25m, equidistante al eje de la viga que separa las losas a reforzar, y cuya longitud total es la del apoyo. El recredido se materializará en toda la altura de lo que será el contrapiso en el resto de la planta, o al menos en 5cm de espesor cuando se adopte un contrapiso de espesor de 10cm. Se utilizará hormigón H-20.

La armadura adicional se colocará directamente sobre la losa existente y se deberá asegurar que la posición de las mismas no se modifique durante la tarea de hormigonado.

Se colocarán conectores de corte verticales entre la losa existente y el recredido de la misma, los cuales consisten en barras de acero ADN 420 de 6mm de diámetro, que se colocarán en dos filas paralelas al eje de la viga que divide las losas, cada 40cm y distanciados entre sí 30cm, tal como se indica en el esquema de la Fig. 46 y 47. Los conectores se colocarán perforando el hormigón de la losa, de manera tal que tengan entre 3 y 4cm embebidos en el hormigón del recredido.

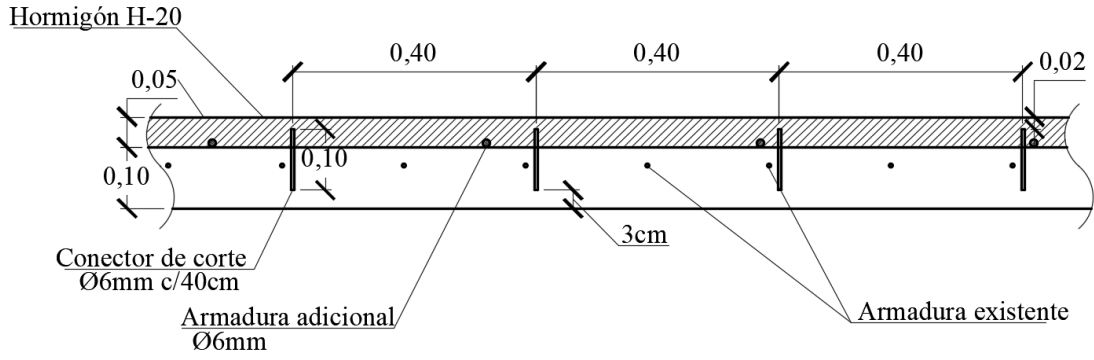


Fig. 46 Corto genérico armadura adicional en recrecido de hormigón con conectores.

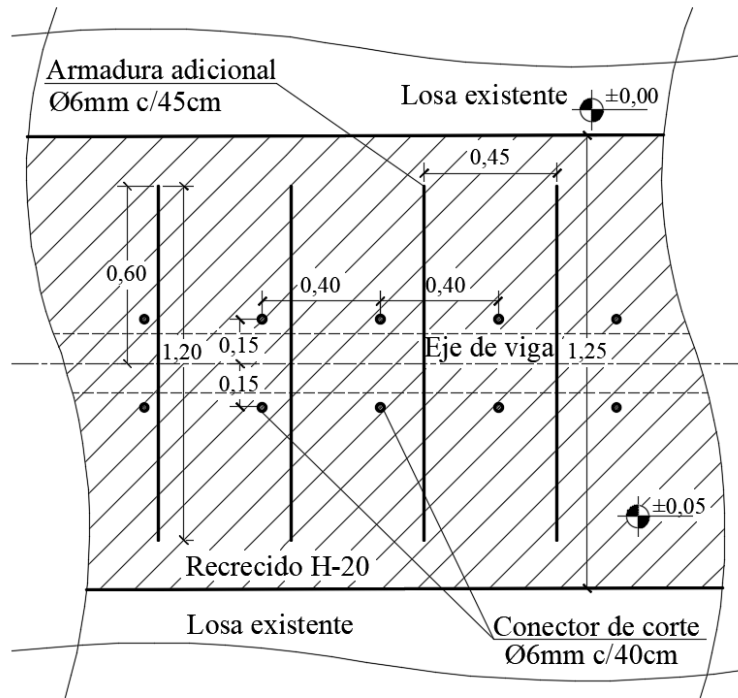


Fig. 47 Armadura adicional en recrecido de hormigón Apoyo Losas L2/L7.

9.3. Reconstrucción Losa 2 baja

La losa L2 baja, deberá reconstruirse para poder ser utilizada como estructura resistente. La losa existente podrá ser demolida o no, de acuerdo a las necesidades arquitectónicas.

A continuación, se plantean dos opciones de reconstrucción, en ambos casos se deberá colocar un perfil ángulo de alas iguales de 4"x1/4", como se presenta en la Fig. 50, el cual será el apoyo de la nueva losa. El perfil ángulo se ancla a las vigas laterales existentes, mediante varillas roscadas de 3/8", con una longitud efectiva anclada en el hormigón de 10cm.

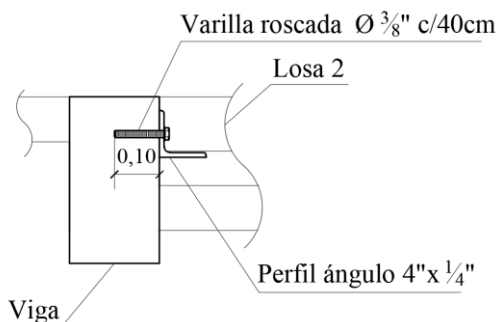


Fig. 50 Esquema de anclaje de perfil ángulo para apoyo de la losa nueva.

9.3.1. Losa de Hormigón armado in situ

Se diseña una losa tradicional de hormigón armado, según el Reglamento CIRSOC 201/05, que establece que las estructuras se deben diseñar para obtener una resistencia adecuada, utilizando los **factores de mayoración de carga** y de **reducción de resistencia** ϕ . Se designa **D** a las **cargas permanentes debidas al peso** de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura y **L** a la **sobrecarga de uso**, sin mayorar.

La resistencia de diseño debe ser igual o mayor que la resistencia requerida U , que se obtiene de la combinación de las cargas mayoradas, y se indican en el Inciso 9.2.1 Reglamento CIRSOC 201/05. La resistencia de diseño se obtiene como la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ , y se establecen en el Inciso 9.2.3 Reglamento CIRSOC 201/05. Este factor considera el tipo de falla del elemento, y por lo tanto ductilidad del mismo, que se refiere al grado de advertencia que presenta la estructura frente a la falla.

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi \cdot S_n \geq U$$

Se diseña una losa tradicional de hormigón armado de espesor igual a 0,12m, con calidad de hormigón H-20. Las cargas sobre la losa son las planteadas en el Inciso 9.1. Se considera la losa en una dirección, simplemente apoyada, con una luz libre igual a 3,20m. El coeficiente de reducción para flexión simple es igual a 0,9.

$$D = 4 \frac{kN}{m^2}$$

$$L = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$U = 1,2D + 1,6L = 8 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_u = U \cdot \frac{l^2}{8} = 8 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{(3,20m)^2}{8} = 10,24 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{10,24 \frac{kN \cdot m}{m}}{0,90} = 11,38 \frac{kN \cdot m}{m} = 0,0114 \frac{MN \cdot m}{m}$$

Se calcula la altura útil (d) de la losa, considerando 2cm de recubrimiento y un diámetro de barra iguala 6mm.

$$d = h - c_c - d_b = 12cm - 2cm - 0,6cm = 9,4cm$$

Luego se obtiene el valor del coeficiente K_d , considerando un ancho (b) de losa unitario.

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,094m}{\sqrt{\frac{0,0114 \frac{MN \cdot m}{m}}{1m}}} = 0,881$$

Con el valor obtenido se ingresa a la Tabla Flexión 3 CIRSOC 201/05, con la calidad de hormigón H-20, y se obtiene el valor de K_e .

$$K_{d \text{ tabla}} = 0,823$$

$$K_e = 24,945$$

Luego, se obtiene la sección de armadura necesaria.

$$A_s = K_e \cdot \frac{M_n}{d} = 24,945 \cdot \frac{0,0114 \frac{MN \cdot m}{m}}{0,094m} = 2,37 \frac{cm^2}{m}$$

Se verifica, a continuación que la armadura de cálculo sea mayor a la armadura mínima requerida.

$$A_{s \text{ mín}} = 0,0018 \cdot b \cdot h = 0,0018 \cdot 100cm \cdot 12cm = 2,16 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \text{Verifica}$$

Se adopta como **armadura inferior según x e y Ø6mm c/12cm** (2,36cm²/m), es decir armadura de diámetro 6mm colocada cada 12cm.

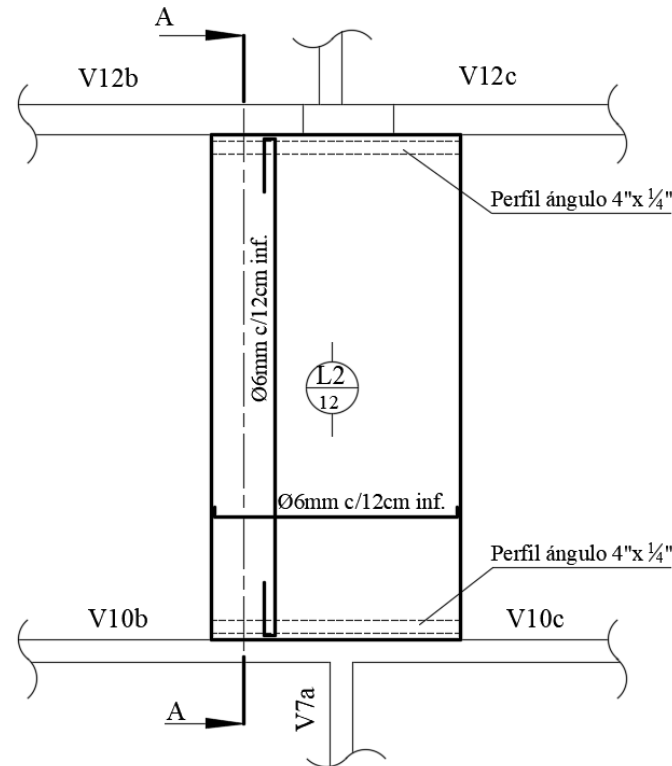


Fig. 52 Esquema de planta. Armadura losa nueva L2 baja.

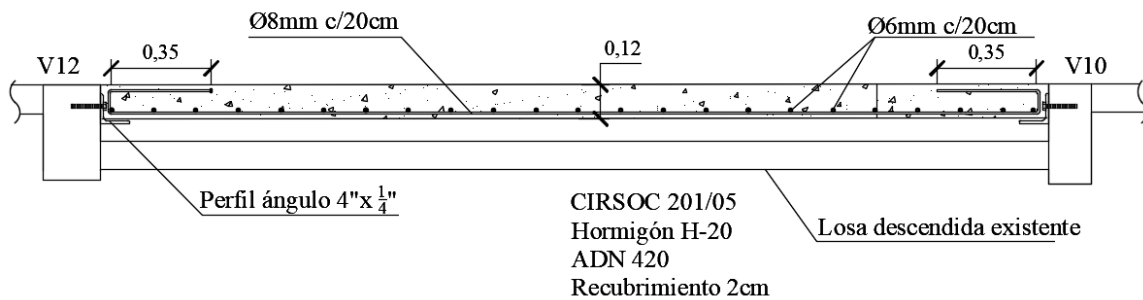


Fig. 53 Esquema de corte A-A. Armadura losa nueva L2 baja.

9.3.2. Sistema de Losa con Viguetas pretensadas

Se plantea un sistema de viguetas pretensadas tipo SHAP T50 con bloques macizos de poliestireno expandido, que apoyan en los perfiles ángulos indicados. A partir de las indicaciones de dimensionado y selección del fabricante, se utilizarán **viguetas T50 Serie 1 disposición a**, ubicadas a 50cm entre ejes, con bloques de poliestireno expandido de 12,5cm de espesor y la capa de compresión de 5cm de espesor. La capa de compresión de hormigón H-20 y con una malla tipo SIMA Q84.

La posición de los elementos debe ser tal que la parte superior de la capa de compresión, coincida con la altura de las losas terminadas en el resto de la planta, de manera tal que el contrapiso tenga el mismo espesor que para el resto de las losas.

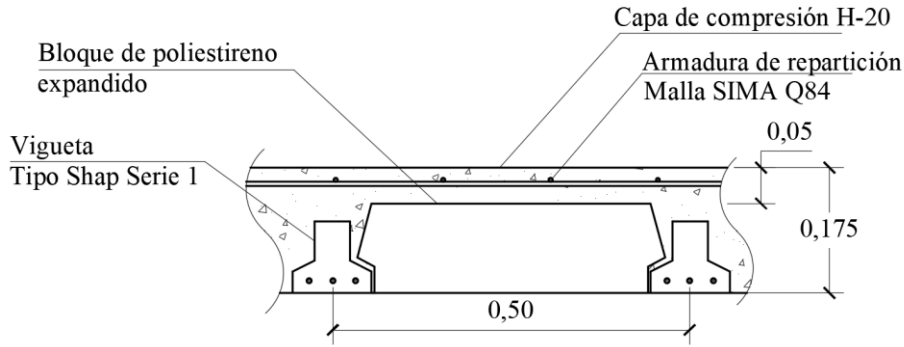


Fig. 54 Esquema de sistema SHAP T50 Serie 1, disposición a.

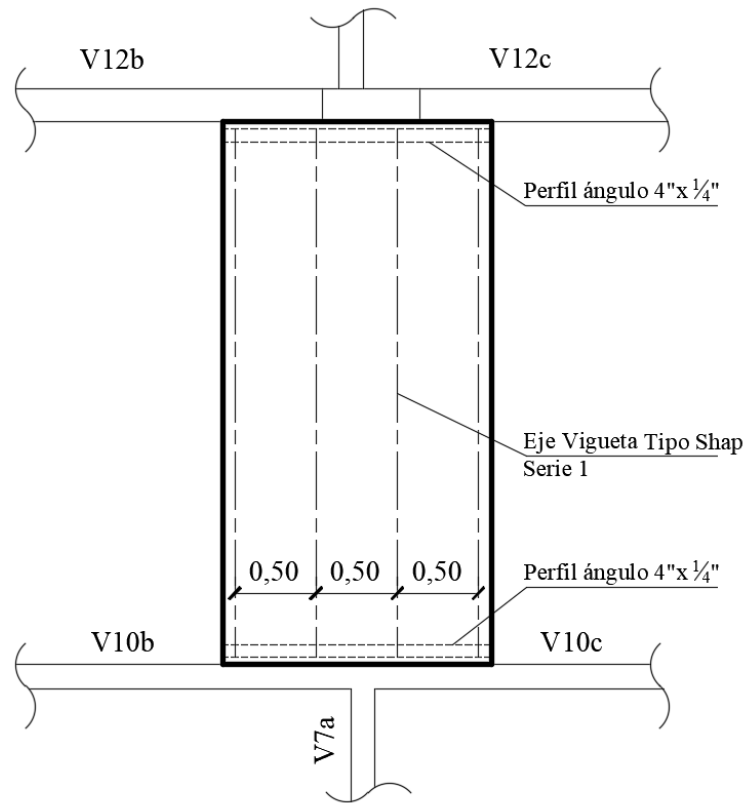


Fig. 55 Esquema en planta del sistema SHAP T50 Serie 1, disposición a.

9.4. Refuerzo de Vigas

Las vigas que necesitan ser reforzadas, indicadas en el Inciso 8.6. Las vigas indicadas en el Inciso 8.6 deben ser reforzadas debido a que no pueden soportar con seguridad las cargas a las que están sometidas, aun cuando el momento resistente sea igual al originado por las cargas de proyecto, ya que, debido a la necesidad de utilizar coeficientes de mayoración, esta situación sería inaceptable. La diferencia entre la sección de armadura colocada y la sección requerida según cálculo es reducida, en base a esto, y desde el punto de vista económico, se plantea utilizar la técnica de recrecido en la parte superior de la viga, con el fin de aumentar la altura útil de la viga, y, por lo tanto, aumentar el momento resistente de la misma, lo que es posible si se conserva la rotura dúctil del elemento, lo cual desde el punto de vista reglamentario se da para cuantías superiores a las mínimas.

• Viga V5d

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} = \frac{3,02 \text{ cm}^2 \cdot 420 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 20 \text{ cm}} = 2,98 \text{ cm}$$

$$K_a = \frac{a}{d} = \frac{2,98 \text{ cm}}{43 \text{ cm}} = 0,069$$

$$K_{a \text{ min}} = 0,066 < K_a \rightarrow \text{Verifica}$$

$$M_n = 0,85 \cdot 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 0,069 \cdot (0,43 \text{ m})^2 \cdot \left(1 - \frac{0,069}{2}\right) = 52,55 \text{ KNm}$$

$$M_u = M_n \cdot \phi = 52,55 \text{ KNm} \cdot 0,9$$

$$M_u = 47,3 \text{ KNm}$$

$$M_u = 47,3 \text{ KNm} > 43,6 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verifica}$$

• Viga V10c

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} = \frac{2,01 \text{ cm}^2 \cdot 420 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 15 \text{ cm}} = 2,65 \text{ cm}$$

$$K_a = \frac{a}{d} = \frac{2,65 \text{ cm}}{38 \text{ cm}} = 0,07$$

$$K_{a \text{ min}} = 0,066 < K_a \rightarrow \text{Verifica}$$

$$M_n = 0,85 \cdot 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 0,07 \cdot (0,38 \text{ m})^2 \cdot \left(1 - \frac{0,07}{2}\right) = 33,34 \text{ KNm}$$

$$M_u = M_n \cdot \phi = 34 \text{ KNm} \cdot 0,9$$

$$M_u = 30,6 \text{ KNm}$$

$$M_u = 30,6 \text{ KNm} > 30 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verifica}$$

El procedimiento consiste en demoler la parte superior de la viga, hasta dejar visible la armadura superior y los estribos, como se indica en las Fig. 56 y 57 se utilizarán estribos de 6mm de diámetro cada 20cm, y dos barras superiores de acero ADN 420 de 8mm de diámetro, para posicionar los estribos. La vinculación del recrecido y la viga se manifiesta a través de los estribos y las barras longitudinales existentes mediante un gancho, tal como se indica en los esquemas. El recrecido se debe realizar con hormigón estructural H-20 como mínimo, resultando la altura de la viga 5cm por encima de la losa, y se debe garantizar el recubrimiento del estribo del recrecido igual a 2 a 2,5cm superior y lateral. Previo a la tarea de hormigonado debe colocarse una lechada de cemento sobre el hormigón existente con un aditivo tipo puente de adherencia. El recrecido quedará contenido en el espesor de contrapiso, por lo que no generará ningún cambio estético en la construcción.

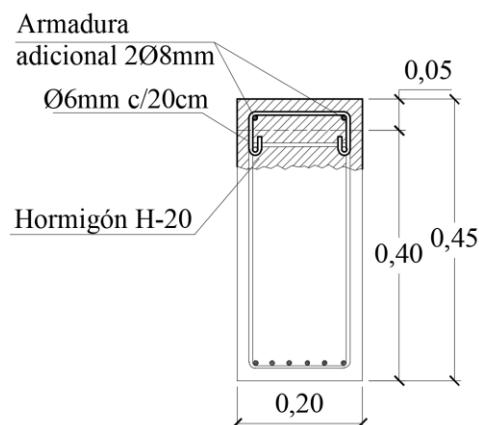


Fig. 56 Recreido superior Viga 5d.

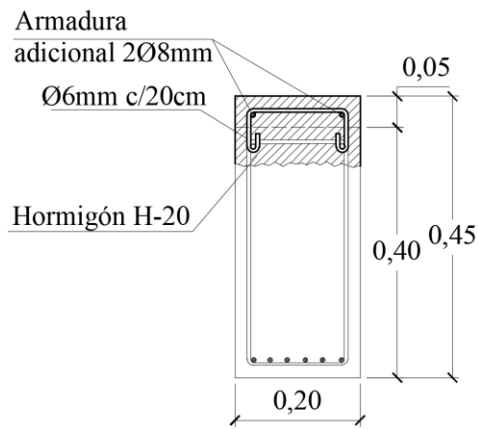


Fig. 57 Recreido superior Viga 10c.

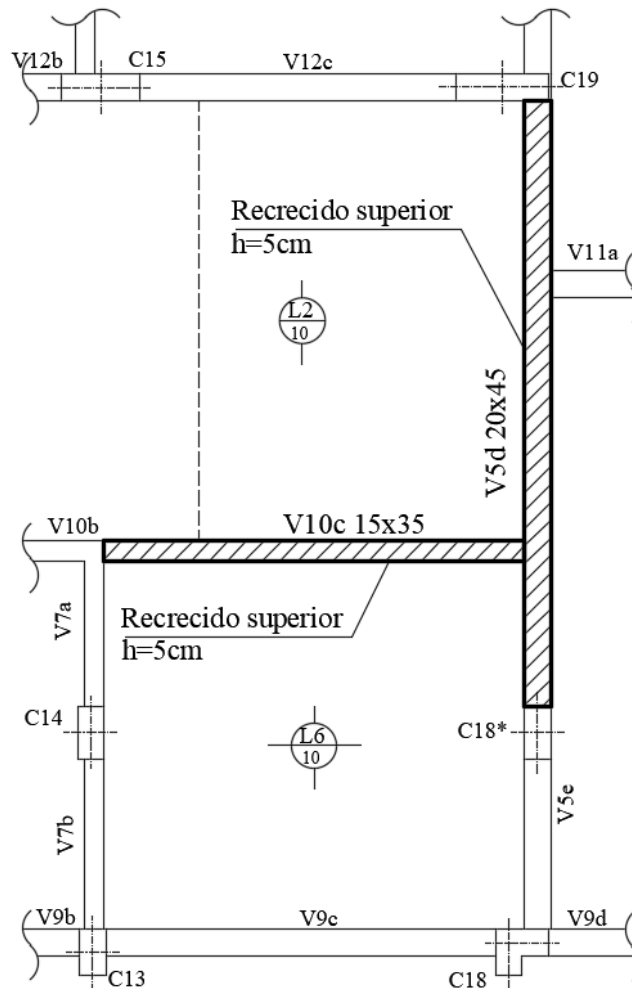


Fig. 58 Esquema en planta de recreido superior en vigas.

10. Conclusión

En los meses de duración de esta Práctica Profesional, pude adquirir una primera mirada del ejercicio de la profesión, que me permitió un avance importante en mis conocimientos y una transición adecuada entre las actividades desarrolladas en el ámbito universitario y el profesional.

En lo que respecta a lo académico, puede aplicar conceptos de materias tales como Hormigón y Estabilidad, para desarrollo del cálculo a flexión de losa y vigas, Ciencia y Tecnología de los Materiales, en lo concerniente al comportamiento de los materiales y junto con Estadística en la evaluación de la calidad del hormigón.

Esta práctica me brindó la oportunidad de adquirir conocimientos que únicamente se aprenden mediante la experiencia laboral: la resolución de problemas, la forma de ejecución de los trabajos con los recursos disponibles, como así también las relaciones humanas, son algunos de los aspectos importantes que influyen en el escenario laboral, y de los cuales pude tomar conciencia.

En relación a este trabajo en particular, debo destacar que ha sido un gran aprendizaje para mí en cuanto a la ejecución de tareas llevadas a cabo in situ, tales como el relevamiento geométrico, el calado de testigos y posterior ensayo, y la tarea específica del descubrimiento de las armaduras en los elementos. Cada una de estas tareas requirió de una organización y planeamiento previo, y a su vez fueron las tareas en las que se presentaron mayores inconvenientes al momento de realizarlas. Aquí fue necesario estar preparado para responder ante estas situaciones y brindar una solución al problema. En cuanto a las actividades de gabinete, logré reforzar y potenciar los conocimientos teóricos que adquirí en el cursado de las materias que mencioné anteriormente.

En síntesis, esta experiencia ha sido muy enriquecedora tanto en el aspecto académico como en laboral. Por mi parte, considero que los objetivos particulares, que me propuse al inicio de esta experiencia, en vista a mi futura profesión, han sido alcanzados.

11. Referencias Bibliográficas

1. CIRSOC 101/05 (2005), Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras – CIRSOC, Buenos Aires.
2. CIRSOC 201/05 (2005), Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC, Buenos Aires.
3. Losas (2020), Mg. Ing. H. Donini, C1015: Hormigón I. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco.
4. Flexión Simple (2020), Mg. Ing. H. Donini, C1015: Hormigón I. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco.
5. Qué observar, con qué medir y cómo reparar patologías en el hormigón (2021), Ing. Orler, R. Mg. Ing. Donini, H. Ing. Belcaro, F. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco.
6. Río Bueno, Alfonso del (2008). Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación. E.T.S. Arquitectura (Universidad Politécnica de Madrid), Madrid, España.
7. Treviño, Ernesto Leopoldo (1998), Patología de las Estructuras de Concreto Reforzado: Reflexiones y Recomendaciones. Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Civil.