

Manifestaciones patológicas en la Construcción

EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DE UN EDIFICIO EN ALTURA CON FALENCIAS EN SU PROYECTO ESTRUCTURAL

EVALUATION AND REHABILITATION OF A MULTISTORY BUILDING HEIGHT WITH STRUCTURAL PROJECT DEFICIENCIES.

Gerbaudo, Guillermo (1); Payer, Alfredo (2)

(1) *Dr. Ing. Civil, Universidad Nacional de Córdoba*

(2) *Ing. Civil, Universidad Nacional de Córdoba*
ggerbaudo@efn.uncor.edu

Resumen

En el presente trabajo se presentan los estudios y análisis realizados para la evaluación de la estructura de un edificio en altura ubicado en la Ciudad de Córdoba, Argentina. El edificio consta fundamentalmente de dos niveles de subsuelos destinados a cocheras, planta baja y catorce pisos destinados a oficinas. Los antecedentes y estudios realizados muestran que la estructura actual presenta serias falencias estructurales para las acciones gravitatorias, lo cual se ve evidenciado por importantes deformaciones y fisuras que presentan las vigas transversales extremas y las deformaciones de las losas adyacentes a las mismas. Las causas principales de la manifestaciones descritas se deben a: la alta esbeltez que presentan estos elementos estructurales y a la deficiencia en la armadura longitudinal inferior para resistir adecuadamente los momentos de tramo. Finalmente, luego del análisis del comportamiento actual de la estructura se proponen una serie de modificaciones y refuerzos, con el objeto de alcanzar niveles de seguridad satisfactorios frente a cargas gravitatorias.

Palabras-Clave: curvas de fragilidad, daños en mampostería.

Abstract

Studies and analyzes undertaken to assess the structure of a high-rise building located in the city of Córdoba, Argentina are presented in this paper. The building essentially comprises two underground levels for parking and fourteen floors for offices. The background and studies show that the current structure has serious structural deficiencies to the gravitational action. This is evidenced by significant deformation and cracks in the transverse beams, and by the deformation of the adjacent slabs. The main causes of the described manifestations are due to: high slenderness of these structural elements and deficiency in the bottom longitudinal reinforcement to properly resist the spans moments. Finally, after analyzing the actual behavior of the structure, a series of modifications and reinforcements are proposed in order to achieve satisfactory levels of security against gravity loads.

Keywords: fragility curves, damage to masonry.

1 Introducción

En el presente Artículo se evalúa la seguridad estructural de un edificio en altura con falencias en su proyecto estructural. El edificio consta fundamentalmente de dos niveles de subsuelos destinados a cocheras, planta baja y doce pisos destinados a oficinas. La estructura resistente está constituida principalmente por pórticos de hormigón armado; también presenta algunos tabiques en la circulación vertical. Muestra una simetría casi perfecta en planta y es regular en elevación. Para lograr una planta libre, los pórticos en la dirección transversal del edificio sólo tienen dos columnas (medianeras) vinculados por una viga muy esbelta.

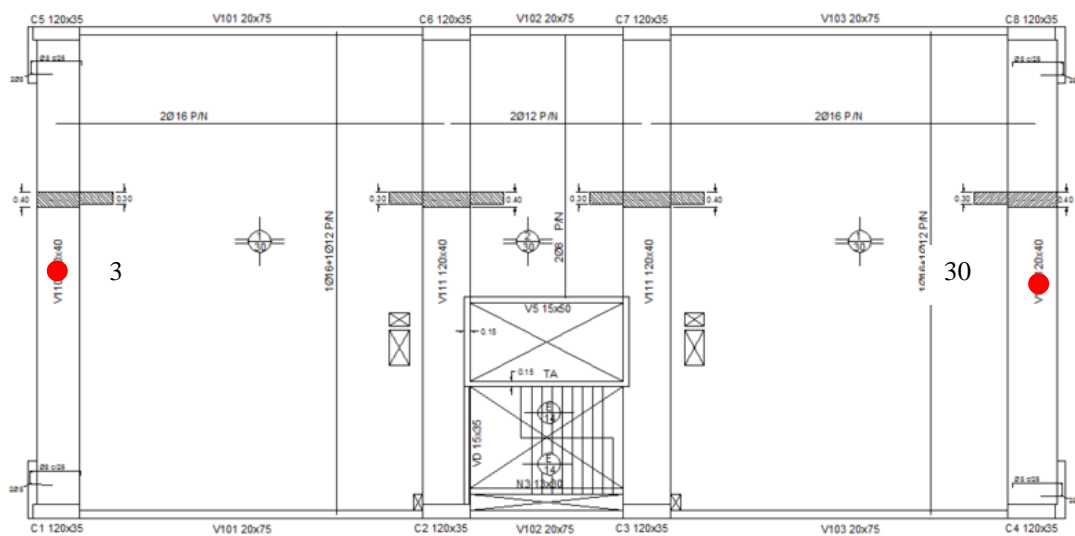


Fig. 1 – Planta de estructura de piso típico

2 Reconocimiento de la estructura

Se realizó una Inspección visual de la estructura, verificando su coincidencia geométrica con los planos entregados. No se identificaron las armaduras y se consideraron las indicadas en los planos de proyecto. Se encontraron importantes deformaciones en las vigas transversales externas (Figuras 2, 3 y 4) y en las losas (Nº 1) adyacentes a las mismas, razón por la cual se procedió a realizar algunas mediciones de las mismas con nivel óptico. Los descensos en el centro de estas vigas se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1 – Descensos medidos en las vigas

Piso	Punto	
	3	30
s/PB	-6,10	
s/P1	-6,75	-8,00
s/P2	-4,80	-7,40
s/P6	-4,25	-4,20
s/P9	-4,05	-5,00
s/P11	-4,50	-7,50



Fig. 2 – Deformada de viga transversal extrema en piso típico



Fig. 3 – Medición en extremo de viga de la flecha (7 cm)



Fig. 4 – Deformada de viga transversal extrema en primer piso

También se pudo observar un esquema fisurativo en estas vigas transversales extremas coherente con las deformaciones de flexión que presentan (Figura 5 y 6).



Fig. 5 – Fisura en fondo de viga transversal extrema

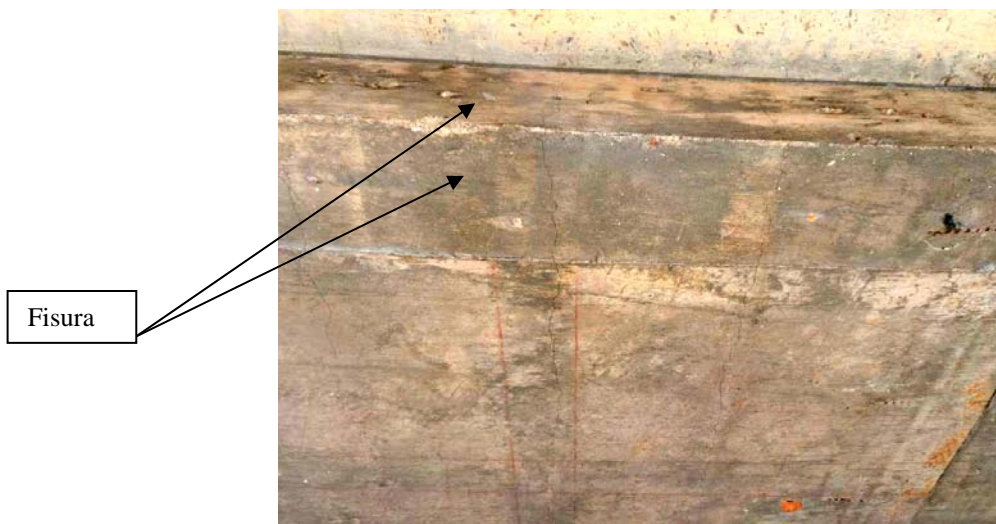


Fig. 6 – Fisura en fondo y cara lateral de viga transversal extrema

Se detectaron daños en la cara interior de algunos muros de mampostería medianeros, los que pueden atribuirse a la rotación de las vigas debido a la torsión impuesta por la losa adyacente (Figura 7).



Fig. 7 – Explosión de bloques cerámicos en cerramiento lateral sobre medianera

Por último, en el piso 13 se encontraron los daños que se muestran en la Figura 8. Estos daños, se atribuyen al golpeteo lateral con el edificio vecino, debido a un sismo de baja intensidad ocurrido hace poco tiempo.



Fig. 8 – Daños debido a golpeteo con edificio vecino

3 Estudio de Materiales

Para determinar las propiedades elásticas y mecánicas del hormigón de la estructura resistente se extrajeron probetas de las vigas y de las columnas, las que fueron ensayadas a compresión axial. También se realizaron ensayos de medición de la velocidad de propagación de ondas, según el procedimiento de la norma ASTM C 1383-98.

A fin de determinar la relación entre la velocidad de propagación de ondas y la resistencia a compresión del hormigón se realizaron ensayos sínicos en los testigos extraídos. Estos luego fueron ensayados a compresión en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Nacional de Córdoba.

Mediante la siguiente expresión (Ecuación 1) es posible calcular el módulo elástico del hormigón en función de la velocidad de propagación de ondas de compresión, coeficiente de Poisson y densidad del material.

$$V_p^2 = \frac{E \cdot (1 - \nu)}{\rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad (1)$$

Donde:

E es el módulo elástico dinámico

ρ es la densidad

ν el coeficiente de Poisson

V_p es la velocidad de propagación de ondas P.

Adoptando un coeficiente de Poisson igual a 0.20 y una densidad del hormigón igual a 2.4 t/m³, se calcularon los módulos elásticos correspondientes a todos los registros de pulso sónico realizados. Con los valores de resistencia a rotura y de módulo elástico determinado mediante los ensayos sínicos de cada testigo y/o probeta, se calcularon los factores de calibración según la relación:

$$\text{Resistencia a rotura} = (E / F_c)^2 \quad (2)$$

Donde:

E es el módulo elástico

F_c es el factor de calibración obtenido de los ensayos de probetas

Luego, mediante los ensayos de medición de velocidad de onda se obtuvieron los valores medios correspondientes a las velocidades de propagación de ondas que posteriormente fueron utilizados para calcular el módulo elástico del hormigón en cada elemento estructural (Ecuación 1). Luego con la Ecuación 2 se obtuvieron los valores de la resistencia a rotura del hormigón en los diferentes elementos ensayados los cuales se corresponden con los considerados en el proyecto.

4 Modelo Numérico

Con la información obtenida de los antecedentes y del reconocimiento de obra se realizaron tres modelos mediante un programa de análisis estructural [2]: un modelo numérico espacial completo de toda la estructura, incluyendo sus fundaciones, con el objeto de determinar las sollicitaciones y deformaciones inducidas por las acciones gravitatorias y sísmicas. Y dos modelos locales de la estructura representando en detalle las losas (losa típica y subsuelo) con sus nervios, con el objetivo de obtener las sollicitaciones reales en las losas y la distribución de las cargas hacia las vigas.

4.1 Descripción Modelos Locales

En los modelos locales se modelan los nervios mediante barras en ambas direcciones de secciones tipo T. La Figura 9 muestra el modelo local de las losas típicas y la Figura 10 muestra el modelo local de la losa del subsuelo.

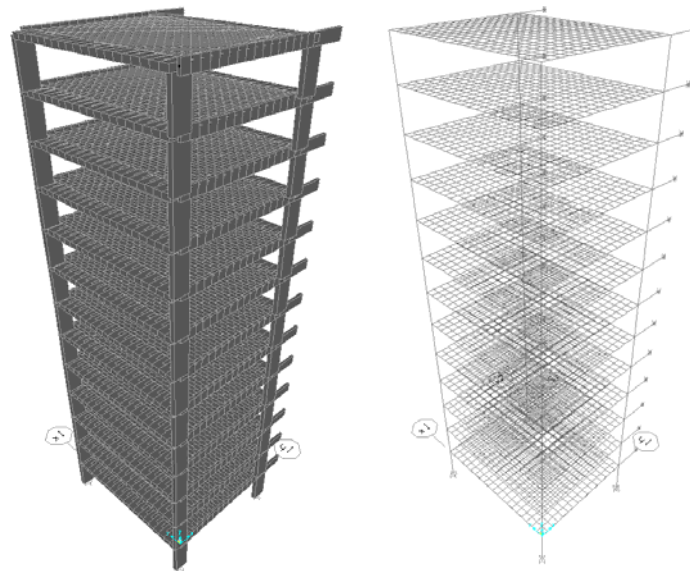


Fig. 9 – Vista 3D del modelo numérico local de las losas típicas

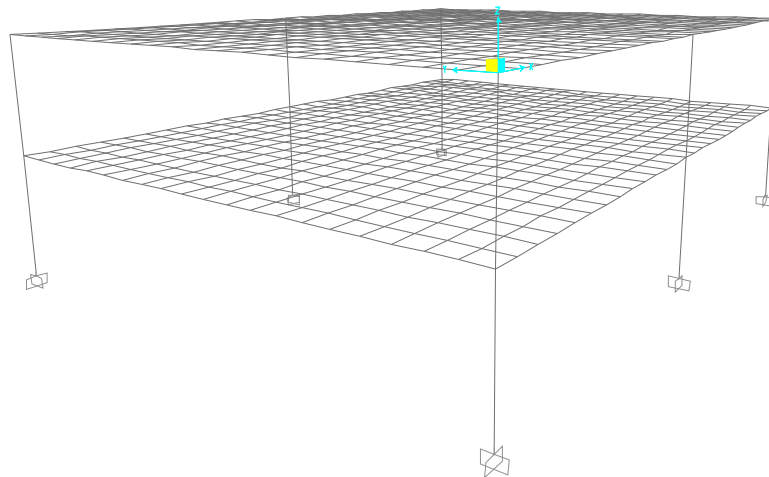


Fig. 10 – Vista 3D del modelo numérico local de las losas del subsuelo

Estos modelos permiten determinar las solicitaciones en los nervios de las losas considerando la flexibilidad de las vigas sobre las que se apoyan. Adicionalmente, esta representación permite determinar con exactitud el porcentaje de la carga que se trasmite a cada una de las vigas de borde.

4.2 Descripción Modelos Completo

El modelo completo de la estructura está constituido por las vigas, columnas y tabiques de hormigón, mientras que las losas nervuradas de entrepisos y azotea de gran rigidez y resistencia fueron modeladas como diafragmas rígidos en su plano. Los elementos no estructurales, como muros de cerramientos y divisorios, contrapisos, pisos, cielorrasos, y otras cargas fueron introducidos en el modelo con sus pesos y masas.

El modelo de la estructura no incluye los elementos no estructurales tales como muros medianeros, muros de fachada y tabiques interiores. Esta hipótesis se adoptó en función de que dichos elementos no fueron diseñados para colaborar con la estructura de hormigón armado. Como se trata de elementos estructurales cuya rigidez en el campo elástico puede ser significativa, pero que presentan una brusca pérdida de rigidez al actuar una acción sísmica severa, se considera que puede prescindirse de su contribución a la respuesta de la estructura para sismos de diseño.

La modelación de la fundación se modeló con el concepto de longitud de empotramiento equivalente.

Las barras se consideran de material elástico lineal. El valor del módulo elástico del material se asume igual a $E_c = 284000 \text{ Kg/cm}^2$, según lo indicado en el Estudio de Materiales.

El modelo permite realizar un análisis dinámico de la estructura mediante el método de análisis modal espectral, en el cual la excitación sísmica se caracteriza mediante un espectro de respuesta de aceleraciones máximas definido en función de la zona sísmica y de las características del suelo donde se apoya la estructura. En la Figura 11 se presenta una vista 3D del modelo numérico.

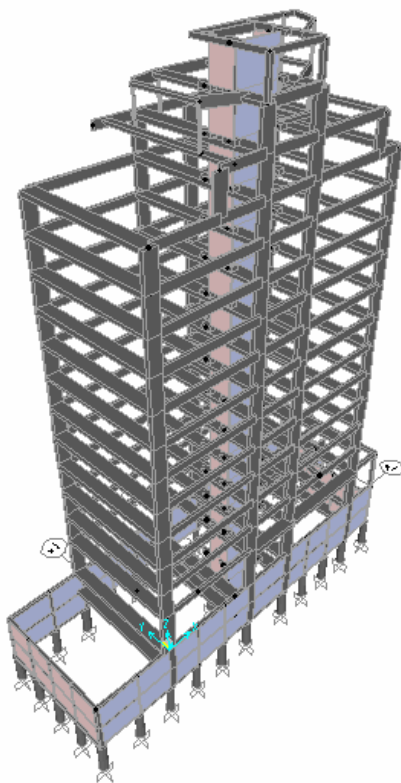


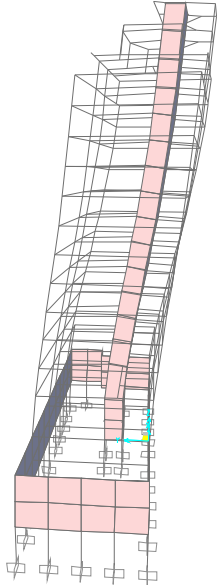
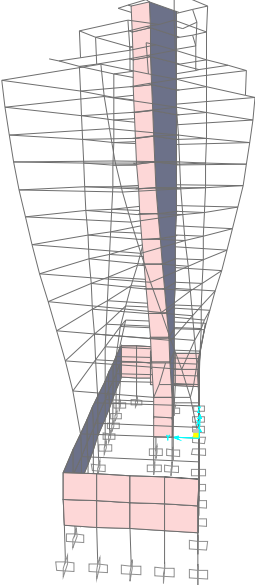
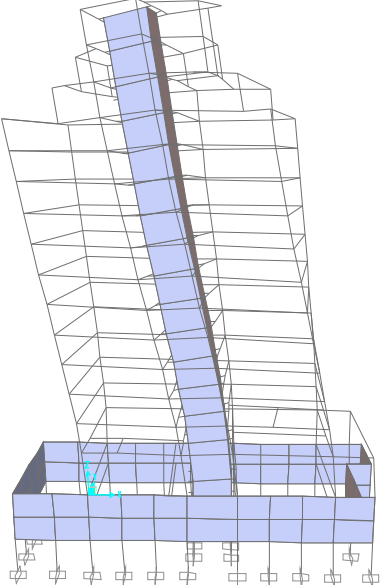
Fig. 11 – Vista 3D del modelo numérico.

4.3 Análisis dinámico

Se realizó un análisis dinámico modal espectral para determinar las solicitaciones máximas correspondientes a las cargas de sismo, calculando los modos y períodos fundamentales de la estructura. En la Tabla 3 se muestran los tres primeros períodos y modos fundamentales de la estructura.

Se emplea como espectro de diseño el propuesto en el reglamento INPRES–CIRSOC 103 Parte 1 para la zona sísmica 1 y para un suelo tipo III. Se consideran en el análisis los 12 primeros modos de vibración alcanzando una participación modal de la masa del 85%.

Tabla 2 – Períodos y formas modales fundamentales de la estructura.

Modo 1 Flexional en la Dirección Transversal	Modo 2 Torsional	Modo 3 Flexional en la Dirección Longitudinal
		
<p>$T_1 = 2.93 \text{ Hz}$</p>	<p>$T_2 = 2.81 \text{ Hz}$</p>	<p>$T_3 = 2.18 \text{ Hz}$</p>

5 Evaluación de la seguridad

5.1 Acciones de diseño

5.1.1 Cargas gravitatorias

Se realiza una verificación de los elementos estructurales según los lineamientos del Reglamento CIRSOC 201. Los Estados de Carga que se consideran son el Peso Propio de la estructura G y la Sobrecarga Útil L.

La combinación de estados de carga considerada es la siguiente.

G + L

Las solicitaciones resultantes de esta combinación se comparan con la capacidad admisible de los elementos estructurales determinadas según el mismo reglamento. La condición de seguridad se considera satisfecha si la capacidad admisible es mayor o igual a las solicitaciones de servicio.

5.1.2 Acciones sísmicas

Las características del sismo de diseño corresponden a las especificada en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 [3] Parte 1 “Construcciones en General” para una edificación ubicada en Zona Sísmica 1 y para un suelo de fundación tipo III. El factor de riesgo adoptado a la estructura en estudio es $\gamma_d = 1$.

Las combinaciones de carga utilizadas en la verificación sísmica son:

$$1.30 W \pm S$$

$$0.85 W \pm S$$

Donde W son las cargas gravitatorias compuestas por las cargas permanentes G y un porcentaje de la sobrecarga de servicio L . S son las acciones sísmica últimas de diseño. Las acciones sísmicas se analizan en dos direcciones perpendiculares.

5.2 Verificación de columnas

La comprobación de la seguridad estructural de las columnas que componen la estructura del Edificio se realiza verificando si la geometría actual de las secciones es adecuada para resistir las solicitaciones obtenidas del modelo numérico.

Sobre la base de los resultados de los ensayos de propagación de ondas realizados en las columnas y del ensayo de las probetas extraídas de las columnas, se considera que el hormigón que componen las columnas posee unas características similares a la descritas en el reglamento CIRSOC 201[4] para un hormigón H-21, mientras que según los planos de detalle de armadura el acero que conforman las secciones de hormigón armado posee una tensión de fluencia de 4200 kg/cm².

De acuerdo a los planos y al relevamiento realizado de la estructura, la geometría de las secciones y suponiendo que la armadura dispuesta en las secciones coincide con la indicada en los planos, mientras que las solicitaciones en los elementos estructurales a verificar se obtuvieron del modelo numérico del Edificio.

Según los planos del proyecto del edificio la armadura de las columnas va disminuyendo a medida que se ascienden en los niveles de piso. Por lo tanto se decidieron verificar los elementos con las mayores solicitaciones para cada una de las disposiciones de armaduras señaladas en los planos de proyecto.

De los resultados de la evaluación estructural se concluye que todas las secciones verificadas las columnas cumplen con los requisitos de resistencias establecidos en los reglamentos, a excepción de las columnas C1, C4, C5, C6, C7 y C8 del Primer Piso y algunas columnas del Piso 12. En estas columnas la deficiencia de armaduras es del orden del 40%.

5.3 Verificación de vigas

La comprobación de la seguridad estructural de las vigas que componen la estructura del Edificio se realizó verificando si la configuración actual de las secciones es adecuada para resistir las solicitaciones obtenidas del modelo numérico del Edificio. Se consideran las cargas gravitatorias y las solicitaciones sísmicas, siendo predominantes las primeras, ya que las solicitaciones inducidas por las acciones sísmicas no son significativas debido a la reducida esbeltez de la estructura del Edificio y baja sismicidad de la zona. El hormigón de las vigas posee características similares al de las Columnas. También se observa coincidencia con los planos del proyecto.

En el sistema estructural del Edificio se distinguen dos tipos de vigas: las vigas chatas en el sentido transversal y las vigas altas en el sentido longitudinal adyacentes a la medianera.

De acuerdo a los planos y al relevamiento realizado de la estructura, la geometría de las secciones y la armadura dispuesta en las secciones coincide con la indicada en los planos, mientras que las solicitaciones en los elementos estructurales a verificar se obtuvieron del modelo numérico del Edificio.

Los resultados de la verificación estructural de las vigas se resumen en la Tabla 2.

Tabla 3 – Resumen de la verificación de las vigas de la estructura.

Planta	Vigas	Armadura de flexión		Armadura de corte	Observaciones
		En tramo	En Apoyo		
Típica	Transversal extrema	NV	V	V	No Verifica en el tramo para las cargas gravitatorias. Deficiencia de armadura del 40%
Típica	Transversal central	V	V	V	Verifica
Típica	Longitudinales	V	V	V	Verifica
Subsuelo	Transversal central	NV	V	NV	No Verifica a flección en el tramo (Deficiencia del 30%) y a corte en los extremos (Deficiencia del 50%) para las cargas gravitatorias

5.4 Verificación de las deformaciones

Se verificó que las distorsiones de piso en el Edificio ocasionadas por espectro de pseudoaceleraciones de diseño fueran admisibles. En la Tabla 3 se indican los valores de las distorsiones de piso en la dirección transversal y en la dirección longitudinal para los diferentes niveles del Edificio.

Tabla 4 – Distorsiones de Piso

a. sentido transversal

Nivel	Δ total elástico [cm]	Δ total elástico-plástico [cm]	δ deriva [cm]	h [m]	Distorsion
s/ P11	8,5	42,5	2,5	2,95	0,0085
s/ P10	8	40	2,85	2,95	0,0097
s/ P9	7,43	37,15	3,1	2,95	0,0105
s/ P8	6,81	34,05	3,4	2,95	0,0115
s/ P7	6,13	30,65	3,7	2,95	0,0125
s/ P6	5,39	26,95	3,9	2,95	0,0132
s/ P5	4,61	23,05	4,05	2,95	0,0137
s/ P4	3,8	19	4,1	2,95	0,0139
s/ P3	2,98	14,9	4,05	2,95	0,0137
s/ P2	2,17	10,85	3,8	2,95	0,0129
s/ P1	1,41	7,05	3,35	2,95	0,0114
s/ PB	0,74	3,7	3,2	4,4	0,0073
s/ PSS1	0,1	0,5	0,2	2,55	0,0008
s/ PSS2	0,06	0,3	0,3	2,55	0,0012
				Máximo =	0,0139

b. sentido longitudinal

Nivel	Δ total elástico [cm]	Δ total elástico-plástico [cm]	δ deriva [cm]	h [m]	Distorsion
s/ P11	6,6	33	2,7	2,95	0,0092
s/ P10	6,06	30,3	2,8	2,95	0,0095
s/ P9	5,5	27,5	2,95	2,95	0,0100
s/ P8	4,91	24,55	3	2,95	0,0102
s/ P7	4,31	21,55	3,05	2,95	0,0103
s/ P6	3,7	18,5	3,1	2,95	0,0105
s/ P5	3,08	15,4	3,05	2,95	0,0103
s/ P4	2,47	12,35	2,9	2,95	0,0098
s/ P3	1,89	9,45	2,7	2,95	0,0092
s/ P2	1,35	6,75	2,45	2,95	0,0083
s/ P1	0,86	4,3	2,05	2,95	0,0069
s/ PB	0,45	2,25	2,05	4,4	0,0047
s/ PSS1	0,04	0,2	0	2,55	0,0000
s/ PSS2	0,04	0,2	0,2	2,55	0,0008
				Máximo =	0,0105

El valor máximo de la distorsión de piso en la dirección transversal es de 1.39 % la cual se encuentra dentro de los límites establecidos por el reglamento INPRES-CIRSOC 103 (1,4%). Mientras que el valor máximo de la distorsión de piso en la dirección longitudinal es de 1,05 % la cual también se encuadra dentro de los límites admisibles establecidos por el reglamento INPRES-CIRSOC 103.

5.5 Verificación de las losas

La comprobación de la seguridad estructural de las losas que componen la estructura del Edificio se realizó verificando si la configuración actual de las secciones es adecuada para resistir las solicitaciones obtenidas con los modelos numéricos locales de las losas. El hormigón de las losas posee características similares al de las Columnas y las Vigas. También se observa coincidencia con los planos del proyecto.

En la Tabla 5 se muestra la verificación de las losas típicas. En el caso particular de la losa del subsuelo se distinguen dos casos: la situación actual con las cargas presentes en el momento de la preparación de este artículo (Tabla 6) y la situación final con las cargas de diseño que incluyen la sobrecarga de uso (Tabla 7).

De acuerdo a los planos y al relevamiento realizado de la estructura, la geometría de las secciones y la armadura dispuesta en las secciones se supone que coincide con la indicada en los planos.

Tabla 5 – Verificación de Losas Típicas

Vigas	Armadura de flexión	Armadura de corte	Observaciones
Longitudinal	NV	V	Presenta deficiencia de armadura longitudinal del 50%
Transversal	NV	V	Presenta deficiencia de armadura longitudinal del 50%

Tabla 6 – Verificación de Losas Subsuelo – Situación actual

Vigas	Armadura de flexión	Armadura de corte	Observaciones
Longitudinal	NV	V	Presenta deficiencia de armadura longitudinal del 20 %
Transversal	NV	V	Presenta deficiencia de armadura longitudinal del 55 %

Tabla 7 – Verificación de Losas Subsuelo – Cargas Diseño

Vigas	Armadura de flexión	Armadura de corte	Observaciones
Longitudinal	NV	NV	Deficiencia de armadura long del 40% - No Verifica corte
Transversal	NV	V	Deficiencia de armadura longitudinal del 60%

6 Refuerzo Estructural

6.1 Propuesta

Se propone un refuerzo mediante planchuelas metálicas para aumentar la capacidad resistente flexional en las vigas transversales extremas y en los nervios de ambas direcciones de las losas Nº 1 (Figura 12). Estos elementos estructurales presentan una deficiencia de armadura del orden del 50 % en todos los niveles del edificio.

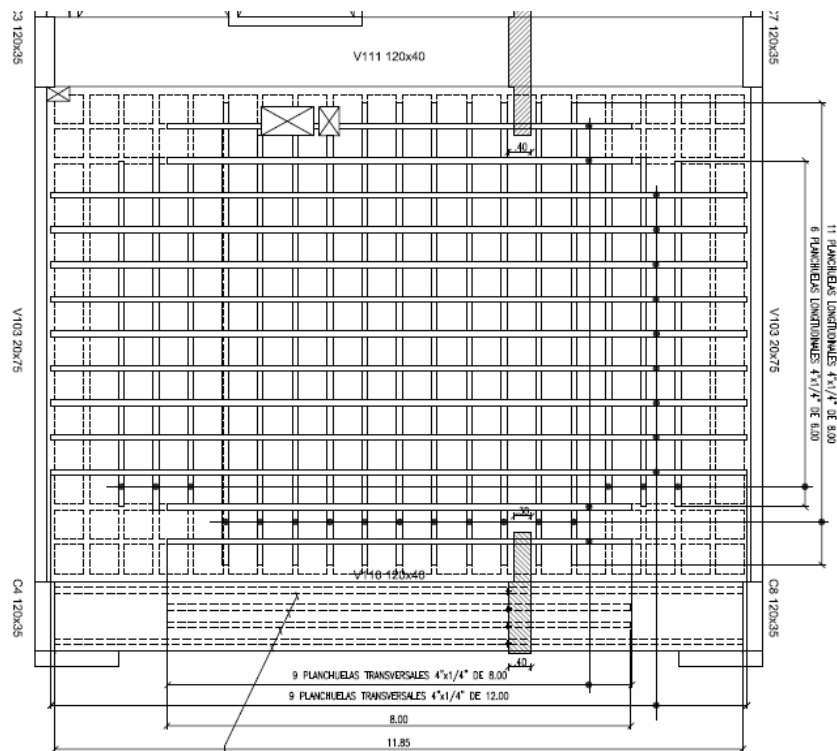


Fig. 12 – Refuerzo de losa típica Nº 1.

Se propone reforzar todas las columnas del primer piso con excepción de la C2 y C3 ya que las mismas no resisten adecuadamente las solicitaciones originadas por las acciones gravitatorias (Figura 13).

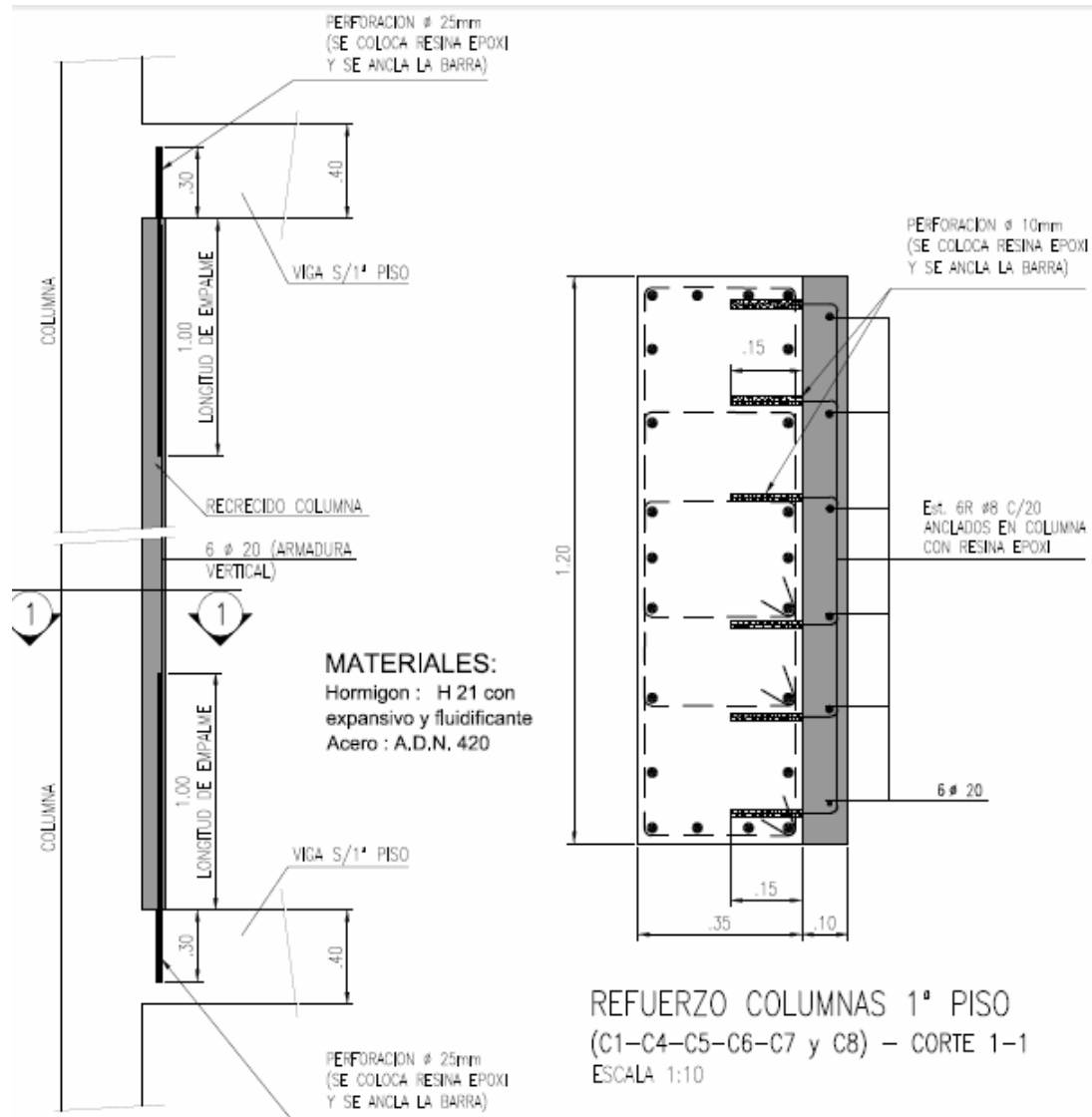


Fig. 13 – Refuerzo de las columnas del primer piso

En el caso de la losa N^o 3A ubicada sobre el primer subsuelo no verifica a flexión y corte. Para su refuerzo, se propone colocar cuatro (4) columnas metálicas vinculadas con una viga, las que servirán de apoyo a la losa en el 1er y 2do subsuelo. Las columnas se ubicarán de manera tal que afecten en lo menor posible la circulación de los vehículos (Figura 14).

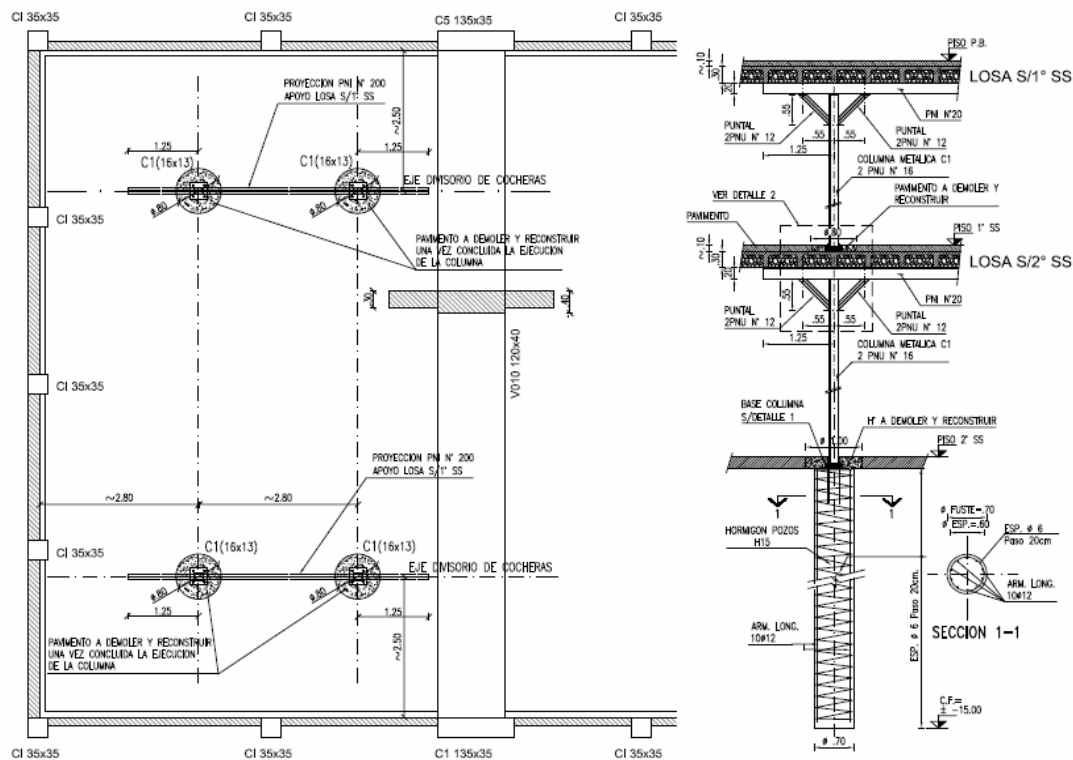


Fig. 14 – Refuerzo de losa de subsuelo

Se destaca que los refuerzos recomendados disminuirán las deformaciones diferidas que experimentará la estructura en el futuro, pero no las eliminará totalmente, razón por la cual las mismas deberán tenerse en cuenta para el diseño de los cerramientos, pisos, carpinterías, instalaciones, etc. que puedan ser afectadas por las mismas.

6.2 Procedimiento

La fijación de planchuelas de acero planas al hormigón se realizará mediante la utilización de un adhesivo de contacto a base de resina epoxi tipo SIDADUR 31 Adhesivo o similar y bulones de anclaje mecánico.

En caso que la superficie de hormigón presente irregularidades importantes que requieran aplicar un espesor de resina epoxi mayor de 5 mm para lograr una superficie plana, se deberá aplicar en primer término un mortero a base de resinas epoxidicas tipo SIKADUR 41 Mortero o similar para lograr la planitud y horizontalidad de la superficie de las vigas y nervios, y luego se aplicará la resina epoxi tipo SIKADUR 31 o similar para adherir la chapa del refuerzo. Entre el hormigón existente y la capa de mortero se deberá aplicar un puente de adherencia del tipo resina epoxi SIKADUR 31 o similar.

La perforación para los bulones se realizará con brocas de punta de carburo o vidia, con una longitud y diámetro adecuado según el diámetro de los bulones. A continuación se limpiará el agujero con cepillo de alambre o cerda y se soplará el agujero utilizando una bomba o aire comprimido, de manera de dejar perfectamente limpia las paredes de la perforación.

La preparación de la superficie de hormigón consiste en retirar la película superficial de cemento mediante cepillos de acero mecánicos, piedra de amolar o discos abrasivos, logrando una

superficie de hormigón lavado o firmemente martelinado. Posteriormente se deberá limpiar la superficie eliminando todo resto de material suelto y polvo.

Las superficies de acero a pegar deberán estar libres de capas de pintura y óxido y se deberán lavar a fondo con Thinner y cepillos para eliminar todo resto de grasitud y polvo.

El anclaje de barras metálicas a la estructura de hormigón se realizará mediante adhesivo a base de resina epoxi tipo SIDADUR 31 Adhesivo o similar.

La perforación se realizará con brocas de punta de carburo o vidia, con una longitud y diámetro adecuado según el diámetro de las barras a anclar. A continuación se limpiará el agujero con cepillo de alambre o cerda y se soplará el agujero utilizando una bomba o aire comprimido, de manera de dejar perfectamente limpia las paredes de la perforación.

A continuación se llenará el agujero con el adhesivo hasta completar 1/2 a 2/3 del volumen de la perforación. Luego se colocará la barra a anclar, girándola durante la instalación. Se deberá esperar el tiempo de curado especificado por el fabricante de la resina antes de aplicar la carga.

7. Conclusiones

- Las deformaciones que presentan las vigas transversales extremas al igual que las losas N° 1 en todos los niveles pueden atribuirse principalmente a dos causas:
 - a) La alta esbeltez que presentan estos elementos estructurales.
 - b) La deficiencia en la armadura longitudinal inferior para resistir adecuadamente los momentos de tramo.

Esto se está evidenciando en las fisuras que presentan las vigas transversales extremas.

- La losa N° 3A ubicada sobre el primer subsuelo y sobre la cual se ha colocado un relleno para salvar un desnivel no tiene la resistencia flexional ni de corte para resistir las acciones gravitatorias, en iguales condiciones se encuentra la viga V 010 adyacente a dicha losa.
- Las acciones sísmicas producen solicitaciones menores a las cargas gravitatorias. Esto se debe a que las solicitaciones inducidas por las acciones sísmicas no son significativas debido a la reducida esbeltez de la estructura del Edificio, la baja sismicidad de la zona y al elevado período de vibración que tiene la estructura.

Las distorsiones de piso son elevadas pero están dentro de los valores aceptados por la Normativa Vigente.

Referencias

- [1] ASTM C 1383-98 "Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the thickness of Concrete Plates Using de Impact-Echo Method"
- [2] Suárez, Luis E.; Gerbaudo, Guillermo M.; Vázquez, Drianfel. "Introducción Visual a SAP2000" (2008). v. 1. 156 p. Editorial SIMA, Córdoba. ISBN: 9789871253395.
- [3] Reglamento INPRES-CIRSOC 103. "Normas Argentinas para construcciones sismo resistentes". Partes I y II, 1991.
- [4] Reglamento CIRSOC 201-2005 "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón".