

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES

1.1 Generalidades.

En nuestro país básicamente no existe bibliografía relacionada a este tema. Por lo que en las construcciones realizadas en la región no se contempla un análisis previo del cronograma de cargas que actúan durante la etapa de construcción de edificios.

La mayoría de las investigaciones son desarrolladas en el exterior y fueron elaboradas en su gran mayoría en los Estados Unidos, están dirigidas a sistemas estructurales de marcos (losa-columna), proceso usual en ese país.

Es bueno recordar que en los últimos 25 años ocurrieron más de 85 colapsos en estructuras durante la construcción, solamente en los Estados Unidos. De acuerdo con STIVAROS & KAMINETZKY (1994), esos colapsos tuvieron como causa la ruptura de los puntales o la ruptura del concreto, debido a la sobrecarga de construcción o subestimación de la resistencia. También fueron detectados los retiros prematuros de moldajes y puntales. Algunos de esos colapsos originaron, inclusive, rupturas progresivas de los hormigones (efecto domino).

Es el caso de los edificios de Commonwealth Avenue, en Boston y el Willow Island, en Virginia, u otros como el Skyline Plaza Apartment Building en Bailey's Crossroads, Virginia; un edificio para apartamentos, este edificio estaba diseñado para 26 pisos, el promedio de días con el que se construía un nuevo piso era de 7 días, sin embargo a partir del piso 23 se empezó a construir un nuevo piso cada 4 días, lo que provocó que la resistencia de las losas con edades muy tempranas no logre resistir las solicitaciones del piso 24 recién hormigonado, y que la estructura colapse losa por losa hasta llegar al primer nivel del edificio. Este accidente trágico cobró la vida de 14 trabajadores e hirió a otros 34.



Fig.1.1 Colapso del edificio Skyline Plaza Apartment Building

(Fuente: en.wikipedia.org)

También otro edificio que colapsó el 27 de Marzo de 1981 debido al desapuntalamiento prematuro fue el Harbour Cay Condominium, Florida. Este edificio diseñado para 5 plantas, colapso matando a 11 de los trabajadores.



Fig.1.2 Colapso del edificio Harbour Cay Condominium en Florida, USA

(Fuente: Case Study, Collapse of Harbour Cay Condominium, W. Gene Corley, 2009.)

En estos últimos años también existe el registro de colapso de edificios en la etapa constructiva tal es el caso del edificio en construcción en el barrio de Caballito en Buenos Aires, Argentina, el suceso se produjo el 29 de mayo de 2012 al ceder los puntales de la planta baja, aparentemente la losa colapsó mientras se realizaba un muro encima de ésta, en este accidente 3 personas quedaron heridas.



**Fig.1.3 Derrumbe en edificio en construcción en Caballito,
Buenos Aires Argentina
(Fuente: infobae.com)**

Otro edificio en la localidad de Villa Regina en Río Negro Argentina se desplomó la tarde del jueves 3 de Mayo de 2013, el edificio en construcción se derrumbó mientras obreros realizaban tareas de hormigonado de una losa.

Parte del encofrado construido para sostener una losa se desarmó mientras los obreros se encontraban en el lugar, lo que produjo que gran parte de esa estructura y los armazones de hierro se vinieran abajo desde unos cuatro metros de altura.

Seis obreros quedaron aprisionados cuando ocurrió el derrumbe, por lo que pocos minutos más tarde fueron trasladados al hospital, donde se constató que sólo presentaban lesiones leves.

Aparentemente una de las columnas que sostenían parte del encofrado el hormigón no había alcanzado a fraguar en su totalidad, por lo que al recibir el peso de la losa que se estaba colocando, cedió e hizo que el encofrado y la estructura de hormigón cayeran.

Cuando el material comenzó a ceder, la mayor parte del personal que se encontraba en el lugar alcanzó a salir, pero seis obreros recibieron golpes cuando abandonaban el inmueble, el cual recién estaba en su primera etapa de construcción.



**Fig.1.4 Derrumbe en edificio en construcción en Villa Regina,
Río Negro Argentina**
(Fuente: *rionegro.com.ar*)

También en el país vecino un edificio en construcción en el barrio de Villa Devoto en Buenos Aires, Argentina, El 3 de octubre de 2013 se produjo un derrumbe que fue producido por la acumulación de material en una de las losas de esta obra, los puntales que sostenían a ésta cedieron, dejando a seis obreros de la construcción heridos.



**Fig.1.5 Derrumbe en edificio en construcción en Villa Devoto
Buenos Aires, Argentina**
(Fuente: elclarin.com)

También existe información de otros edificios que colapsaron en la etapa de construcción, España es el país en el que más casos presenta, por ejemplo el desplome del encofrado de la losa de la primera planta de un edificio de propiedad de la universidad de Valencia, cinco operarios de la construcción sufrieron heridas de diversa consideración en el hundimiento de los puntales del edificio que construían.

Existen casos en que lamentablemente la pérdida material, viene acompañada de la pérdida humana como es el caso de un edificio que se construía en Alcobendas, ciudad ubicada en Madrid, España. El hecho ocurrió el 14 de Julio de 2006, dos obreros quedaron atrapados entre dos losas de hormigón que cedieron en el apuntalamiento de la tercera planta. Uno de los trabajadores que sobrevivió relata que quedaban diez metros cuadrados por pulir de hormigón cuando el edificio cedió, y se empezó a derrumbar de izquierda a derecha como si se tratara de un domino.

Otro dato importante es el aportado por LEE (1988), que después de diversas investigaciones llegó a la conclusión de que 70% de los colapsos que involucran las estructuras de hormigón armado tenían origen en los problemas constructivos, principalmente por el retiro prematuro de los puntales.

Según Barboza (2007), los errores del análisis convencional en las deformaciones, naturalmente tienen su efecto en las fuerzas internas, calculadas a partir de éstas.

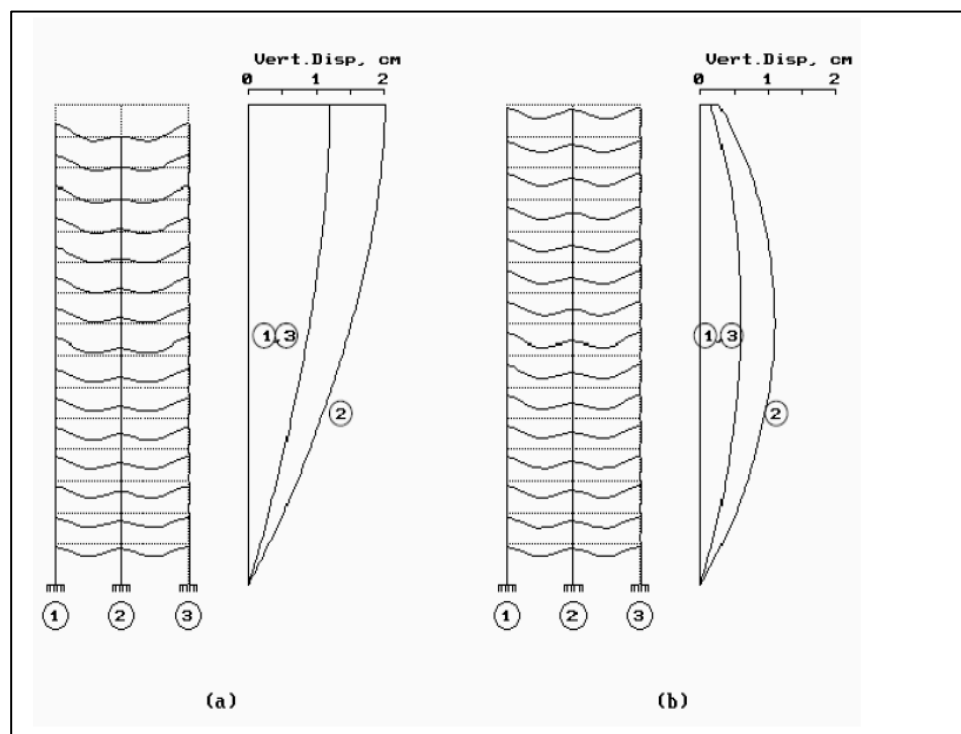


Fig. 1.6 a) Desplazamientos obtenidos con un análisis del edificio terminado y b) Desplazamientos obtenidos con un análisis secuencial de aplicación de cargas.

(Fuente: Manual de Uso Engolutions RCB, Ricardo E. Barboza, 2007)

Según este autor también se presenta variación en los momentos obtenidos.

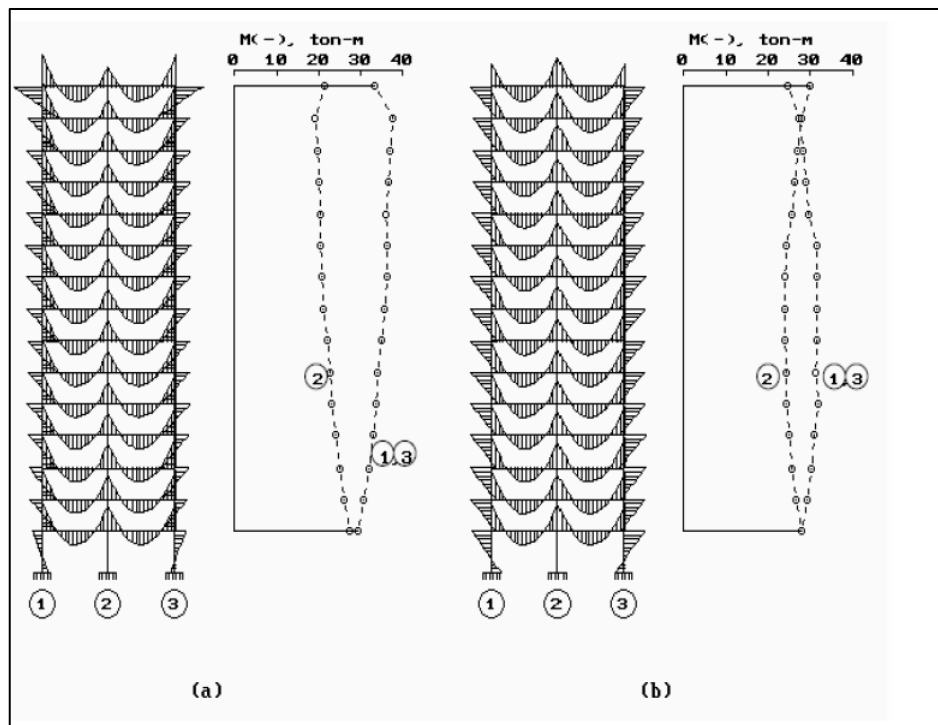


Figura 1.7 Diagramas de momentos y la variación con la altura de los momentos negativos en las vigas para a) Un análisis del edificio terminado y b) Un análisis secuencial de aplicación de cargas

(Fuente: Manual de Uso Engsoft RCB, Ricardo E. Barboza, 2007)

Mientras que en el análisis secuencial de las cargas los momentos negativos tienden a ser constantes con la altura, en el análisis del edificio terminado, debido a las deformaciones exageradas en la columna central, los momentos negativos en las vigas sobre ésta, disminuyen con altura, mientras que en las columnas extremas aumenta.

En las vigas, con el análisis del edificio terminado, se subestima el refuerzo negativo en los apoyos centrales y se sobrestima en los extremos. En las columnas extremas, el análisis del edificio terminado conduce a cuantías de refuerzo

mayores de las realmente requeridas, debido a los momentos exagerados que se obtienen en estos elementos, con cargas axiales bajas.

1.2 El problema.

Los edificios son generalmente construidos usando un sistema de soportes temporales, compuesto por encofrados y puntales, todos ellos encargados de dar la forma a la estructura. A través de este sistema los hormigones nuevos son soportados por los pisos inferiores, los cuales poseen una cierta resistencia.

Las cargas que actúan durante las etapas de construcción pueden sobrepasar las cargas de servicio consideradas en el proyecto, por lo cual se hace necesario realizar un análisis secuencial de las cargas que actúan durante el proceso constructivo y también para determinar el verdadero comportamiento de la estructura.

La preocupación por esta carga prematura tiene una gran importancia, pues en nuestro medio existen muchas obras en las que se realiza un desencofrado a temprana edad, con el fin de acelerar el proceso de la construcción.

Los análisis de las estructuras de edificios son hechos en la mayor parte considerando que el total de la estructura existe cuando es solicitada por las diversas cargas, es decir no se considera la aplicación secuencial de cargas. De este modo, obtenido los esfuerzos solicitantes mediante un cierto análisis, el dimensionamiento de las secciones es hecho en el estado último, imponiéndose la mayoración de las cargas y la minoración de la resistencia de los elementos estructurales.

En principio, esta hipótesis es válida para las cargas horizontales debido al viento y para las cargas verticales generalmente aplicadas a la estructura totalmente terminada. Pero para las cargas, como el peso propio, que son impuestas

gradualmente en las diferentes etapas de la construcción, este análisis general no es muy preciso. En tal caso, es más conveniente que se considere la secuencia de construcción del edificio.

1.3 Objetivos.

Los objetivos del presente estudio son los siguientes:

1.3.1 Objetivo general.

Estudiar el comportamiento de las estructuras de un edificio compuesto por elementos fabricados in situ de hormigón armado, teniendo en cuenta las cargas que actúan durante las diferentes etapas de la construcción.

1.3.2 Objetivos específicos.

- Estudiar la variación de deformaciones de los elementos estructurales en la etapa de construcción del edificio.
- Comparar los esfuerzos obtenidos a través del análisis cuando se considera que el total del edificio existe y en las diferentes etapas constructivas.
- Proporcionar información necesaria para poder realizar un análisis en la etapa de construcción en edificios.
- Elaborar un listado con recomendaciones constructivas, en lo posible para evitar el efecto desfavorable que produce un deficiente análisis secuencial de cargas.
- Minimizar el riesgo de daño desproporcionado y el posible colapso general de la estructura.

1.4 Justificación.

Las razones por las cuales se elabora el estudio propuesto son las siguientes:

1.4.1 Justificación Teórica.

Se plantea esta investigación con el fin de demostrar la importancia que tiene un análisis secuencial de cargas en edificios y demostrar los errores que se cometen al realizar un análisis del edificio completo.

Los efectos de carga secuencial deben considerarse para evaluar las peores condiciones a las que cualquier componente puede ser sometido y también para determinar el verdadero comportamiento de la estructura.

Es un error cada vez más frecuente, que los problemas como éstos se consideren como comunes, ya que el proceso de construcción es generalmente controlado en base a la experiencia de los maestros de la obra, dada la urgencia de terminar el trabajo, sin un análisis estructural previo más detallado.

1.4.2 Justificación Práctica.

Básicamente, la escasez de publicaciones sobre las cargas de construcción activas en edificios, junto con la relevancia del tema y dada la celeridad de la construcción en los tiempos actuales, justifican la presente investigación.

CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO

2.1 Secuencia típica de construcción en edificios.

2.1.1 Proceso de construcción en edificios.

Cuando se construye un edificio, los pisos recién hormigonados son soportados temporalmente por los pisos inferiores, a través de un sistema de soporte constituido por puntales y encofrados.

En un proyecto de hormigón se supone, habitualmente, que las cargas de construcción no rebasan las cargas características de servicio establecidas. Sin embargo, esto no siempre ocurre así, de manera que las losas y otros elementos estructurales pueden verse sometidos a cargas mayores durante la fase constructiva que durante el uso normal de un edificio. Además debe tenerse en cuenta que estas cargas actúan en edades en las cuales el hormigón no ha desarrollado aun toda su resistencia.

Los puntales, en nuestro país generalmente de madera se utilizan en posición vertical dando la sustentación al elemento estructural, estando apoyado o junto con los encofrados.

Los encofrados, al igual que los puntales son hechos de madera, y sirven para modelar los elementos estructurales, dándole al edificio la forma especificada en los planos del proyecto.

Las cargas son impuestas en los hormigones durante el período de construcción a través de una secuencia repetitiva de operaciones. Estas operaciones básicas son generalmente tres, en un proceso que puede tener un número variado de niveles apuntalados. Estas tres operaciones son:

1. Retiro del nivel más bajo de puntales y encofrados.
2. Instalación de los puntales y encofrados para colocar el próximo hormigón.

3. Hormigonar.

En nuestro país la colocación de este sistema de soporte se la realiza sin un previo plan de trabajo, es decir el responsable de realizar el apuntalamiento del edificio es el contratista encargado del proyecto.

En nuestra región el material más utilizado para realizar puntales es la madera. En los aserraderos de nuestra región se encuentra las siguientes variedades:

- Laurel.
- Pino.
- Ochoo.
- Tipa.
- Eucalipto.
- Palo maría.

En estos aserraderos se pudo obtener la información sobre las dimensiones comerciales de los puntales:

- Secciones cuadradas de 4"x 4" y 6"x6".
- Sección circular, rollizos de 4" y 6".

La variedad de madera que generalmente se utiliza es el Pino y el Eucalipto que una de sus características son las fibras enroscadas que la componen. De esta manera se usa aserrado o escuadrado. Cabe destacar que en esta madera no se verifica su resistencia mecánica, por esta razón es aconsejable utilizarlo sin interrumpir la disposición natural de sus fibras, como pieza rolliza.

2.1.2 Propiedades del concreto en edades iniciales

Con el propósito de formular modelos representativos de cada etapa de la construcción, se deben establecer valores confiables para la resistencia y deformación del hormigón en las edades iniciales.

El endurecimiento del concreto es influenciado por el tipo de cemento, temperatura ambiente y condiciones de curado. El aumento de la resistencia y del módulo de elasticidad no está limitado al período de 28 días, ya que se incrementan con el posterior endurecimiento.

Muchas variables afectan al curado del cemento, tales como la finura, su composición química, la temperatura, la humedad relativa de la mezcla, etc. La falta de cantidades significativas de agua en la pasta de cemento antes de su endurecimiento durante su curado, deja al concreto con propiedades inferiores y que una resistencia menor a la especificada en el proyecto.

En el presente trabajo interesan solamente las propiedades del hormigón joven, en otras palabras, en las edades inferiores a los 28 días.

La influencia del tipo de cemento en el desarrollo de la resistencia del concreto no será estudiada, admitiendo el uso del cemento puzolánico de grado corriente. Otro factor que tampoco será tratado, por su pequeña influencia en la mayoría de los casos, es la dimensión de los elementos hormigonados.

En cuanto a las temperaturas, éstas son favorables al desarrollo normal de la resistencia cuando están entre los 20°C y 25°C. Las temperaturas más altas aceleran el endurecimiento.

La humedad con el calor es favorable arriba de los 90°C, temperatura que termina ocasionando un curado al vapor.

Para las temperaturas debajo de los 5°C el endurecimiento es peligrosamente retardado, siendo necesario asumir medidas de calefacción debido a la hipótesis de temperatura de congelación.

Sólo a título ilustrativo, el gráfico de la figura 2.1 muestra el desarrollo de la resistencia a compresión del hormigón para diversas temperaturas, admitiendo condiciones normales de curado húmedo por 7 días. Los datos del gráfico fueron obtenidos a través de los ensayos realizados por PRICE (1951). Las condiciones normales del curado húmedo son definidas más adelante.

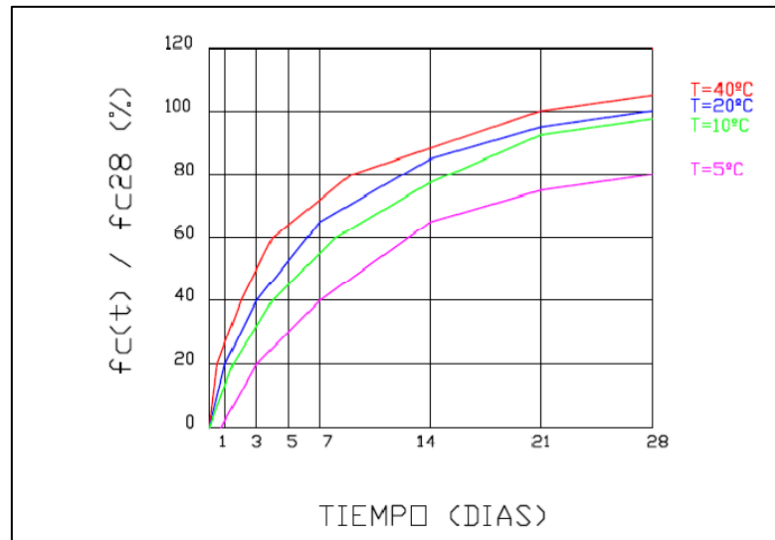


Figura 2.1 Desarrollo de la resistencia a compresión del concreto para diferentes temperaturas

(Fuente: Cura: como, cuando e porque, LEVY Y HELENE(1996))

La norma boliviana CBH-87 explica que si no se dispone más que de resultados de ensayos a 28 días de edad, se podrá, a falta de datos experimentales correspondientes al hormigón de que se trate, admitir como valores de la relación entre la resistencia a j días de edad y la resistencia a 28 días de edad, los dados, a título indicativo, en las siguientes tablas para las resistencias a compresión y a tracción, respectivamente.

Clases de Hormigón	Edad [Días]				
	3	7	28	90	360
Hormigón de endurecimiento normal	0.40	0.65	1.00	1.20	1.35
Hormigón de endurecimiento rápido	0.55	0.75	1	1.15	1.20

Tabla 2.1 Coeficiente de conversión de la resistencia a compresión respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades

(Fuente: Norma CBH-87)

Clases de Hormigón	Edad [Días]				
	3	7	28	90	360
Hormigón de endurecimiento normal	0.40	0.70	1.00	1.05	1.10

Tabla 2.2 Coeficiente de conversión de la resistencia a tracción respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades

(Fuente: Norma CBH-87)

Las condiciones de curado también influyen en la evolución del endurecimiento del concreto en sus edades iniciales. Se entenderá por curado al conjunto de operaciones o los procedimientos adoptados para evitar que el agua de hidratación del cemento se evapore en las áreas superficiales de los elementos hormigonados. La hidratación es una reacción química del cemento con el agua, generando productos que poseen características fundamentales para la adherencia y el endurecimiento.

El agua consumida internamente en esta reacción química también puede ser asociada a una pérdida, para eso es necesario hacer posible la entrada externa de este elemento. El secado prematuro de las regiones superficiales tiene como resultado capas porosas de concreto, con baja durabilidad. Para elementos con espesores pequeños (losas, por ejemplo) ese problema toma mayor importancia.

Existen varios procesos que se pueden adoptar para garantizar un correcto curado: la inmersión o mantenimiento del hormigón bajo el agua, la irrigación o riego del concreto (continuo o periódico), cubrir con paños o arena mojada y por último el uso de membranas o láminas impermeables que impiden la pérdida de humedad. En este trabajo, se consideran las llamadas condiciones normales de curado húmedo, las cuales involucran:

1. Protección contra el viento o la lluvia fuerte;
2. Irrigación con agua a temperatura ambiente (~ 25°C);
3. Humedad relativa del aire superior al 40%.

Se debe destacar que la irrigación con agua muy fría puede provocar grandes diferencias de temperatura entre el interior (calor de hidratación) y el exterior del hormigón y, por consiguiente, causar fisuras en la superficie.

Según la norma boliviana CBH-87 si el hormigón debe endurecer a baja temperatura o se utiliza cemento de fraguado lento, deberá prolongarse el curado, regularmente se recomienda un curado prolongado en el caso en que el hormigón deba satisfacer exigencias especiales con respecto a la estanqueidad, a la resistencia a ciclos de hielo-deshielos, o a la abrasión.

El endurecimiento del hormigón puede acelerarse mediante tratamientos térmicos, empleando técnicas especiales tales como el curado al vapor, por ejemplo. El reglamento CBH-87 indica que en general el proceso de curado debe prolongarse hasta que el hormigón haya alcanzado, como mínimo, el 70% de la resistencia característica de proyecto.

También indica que como termino medio conviene prolongar el proceso de curado durante siete días, debiendo aumentarse este plazo en ambiente seco y caluroso o cuando las superficies de las piezas hayan de estar en contacto con aguas o filtraciones salinas o sulfatadas. En este último caso el citado plazo de siete días deberá aumentarse por lo menos en un 50%, es decir la norma recomienda un curado de aproximadamente 11 días para este caso.

Para mostrar la influencia del tiempo de curado en el desarrollo de la resistencia a compresión, se presenta en el gráfico de la figura 2.2 el curado de 3, 7 y 14 días consecutivos.

Los datos fueron obtenidos en los ensayos adoptados de LEVY & HELENE (1996). En dichos ensayos se consideraron condiciones normales de curado húmedo y temperatura de 20°C.

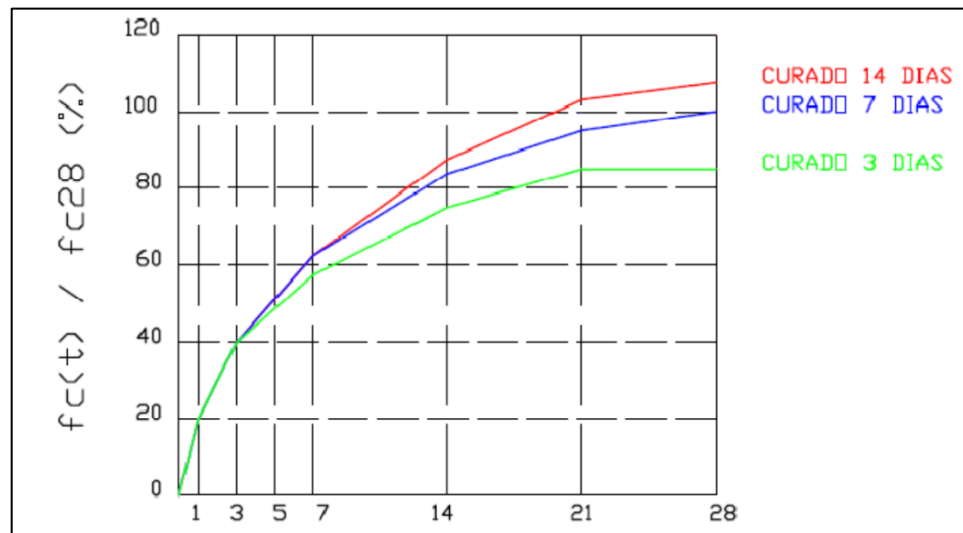


Figura 2.2 Desarrollo de la resistencia a compresión del hormigón para diferentes tiempos de curado húmedo

(Fuente: Cura: Como, cuando e porque, LEVY & HELENE (1996))

En concordancia con LEVY & HELENE (1996) a partir del día 14 no hay ganancia substancial de la resistencia obtenida a los 28 días, por más tiempo que el hormigón permanezca en condiciones normales de curado húmedo.

Para determinar de manera segura las características del hormigón en edad inicial se debe proceder a realizar ensayos continuos del material usado. Sin embargo, como es difícil pensar en ensayos efectuados a cada instante en obra, los investigadores y normas ligadas al asunto han establecido fórmulas que traduzcan anticipadamente y de manera confiable, el desarrollo de las características de resistencia y deformaciones del hormigón en el tiempo.

La regla general es que las características del hormigón a los 28 días son consideradas como funciones sólo de su resistencia media a compresión f_c en esta edad.

No obstante, teorías de materiales compuestos muestran que el valor del módulo de elasticidad E_c , por ejemplo, depende directamente de los módulos de elasticidad y las proporciones relativas de los materiales que componen el hormigón, en otras palabras, los agregados (basalto, cuarzo, granito, piedra caliza, etc.).

2.2 Distribución de cargas durante la construcción

2.2.1 Modelos teóricos

Debería comprobarse en cada de etapa de la construcción que los elementos estructurales son capaces de resistir las cargas que actúan sobre la estructura.

La problemática descrita obliga a la resolución de un problema de análisis estructural para cada operación constructiva. En el planteamiento de un problema de estructuras deben definirse los siguientes elementos:

- **Modelo:** En el modelo se determinan la geometría de la estructura, las propiedades de los distintos elementos que componen la estructura y la naturaleza de las uniones entre estos elementos.
- **Condiciones de contorno:** Son los apoyos de la estructura sobre el terreno
- **Cargas:** Son las fuerzas o acciones que actúan sobre la estructura.

El valor de la distribución de cargas calculada dependerá del modelo de la estructura creado. Este modelo debe ser lo más realista posible, puesto que existe un convencimiento general de que un conocimiento más detallado de la distribución de cargas habría ayudado a evitar algunos de los accidentes ocurridos durante la ejecución de edificios de hormigón. Por este motivo, en los últimos años se han desarrollado varios métodos teóricos que tratan de modelar el edificio de hormigón durante su ejecución.

A continuación se describen algunos de los principales métodos propuestos hasta la actualidad. No obstante, debe señalarse que ninguno de estos métodos está generalmente aceptado por las normativas vigentes. De hecho, los códigos y los trabajos de investigación realizados fuera del país que se han publicado han ido recomendando métodos radicalmente diferentes para el cálculo de la distribución de cargas durante la construcción del edificio.

2.2.1.1 Método Simplificado (Grundy y Kabaila (1963))

El primero de los métodos encontrados en la bibliografía data del año 1963 cuando Grundy y Kabaila desarrollaron el denominado Método Simplificado.

Debido a su sencillez, se trata de un modelo muy empleado en la actualidad. Además, este método pionero se ha convertido en la base de muchos de los trabajos realizados posteriormente.

El Método Simplificado asume una serie de hipótesis simplificativas que hacen que el modelo sea fácilmente aplicable a cualquier tipo de obra. Las principales suposiciones del modelo son las siguientes:

1. Comparados con la rigidez a flexión de las losas, se considera que los puntales son infinitamente rígidos.
2. Todas las losas de hormigón poseen la misma rigidez. Aunque sus edades sean muy distintas, las solicitaciones obtenidas con rigidez variable de losas no difieren excesivamente respecto a las obtenidas mediante la suposición de rigidez constante.
3. Los puntales se encuentran suficientemente cerca como para que sus cargas sean asimiladas a cargas uniformemente distribuidas sobre las losas.
4. Los efectos de retracción y fluencia del hormigón son despreciables.
5. Los puntales ubicados bajo la planta inferior del edificio se apoyan sobre un suelo infinitamente rígido.

Respecto a la primera hipótesis, los autores del modelo señalaron que esta suposición está justificada cuando se emplean puntales de acero. Cuando se emplean puntales menos rígidos, como pueden ser los de madera, esta afirmación no será tan exacta, pero los resultados obtenidos se encontrarían por el lado de la seguridad.

En un ciclo constructivo típico de un edificio de hormigón de varias plantas, existen dos tipos de operaciones que afectan a las solicitaciones a las que se ven sometidos las losas de hormigón. Atendiendo a las hipótesis asumidas por el modelo, las ecuaciones que rigen el cálculo de cargas correspondiente a cada operación serán las siguientes:

- a) Hormigonado de una nueva planta. Si hay n plantas apuntaladas, el peso propio q de la planta recién hormigonada se distribuye equitativamente entre las n losas inferiores apuntaladas, correspondiendo a cada uno:

$$F.D. = q/n$$

- b) Desapuntado de la planta inferior. Si hay n plantas apuntaladas, al desapuntar la inferior, la diferencia entre la carga total q_1 que resistía y su peso propio q se distribuye entre las n losas superiores, correspondiendo a cada uno:

$$F.D. = (q_1 - q)/n$$

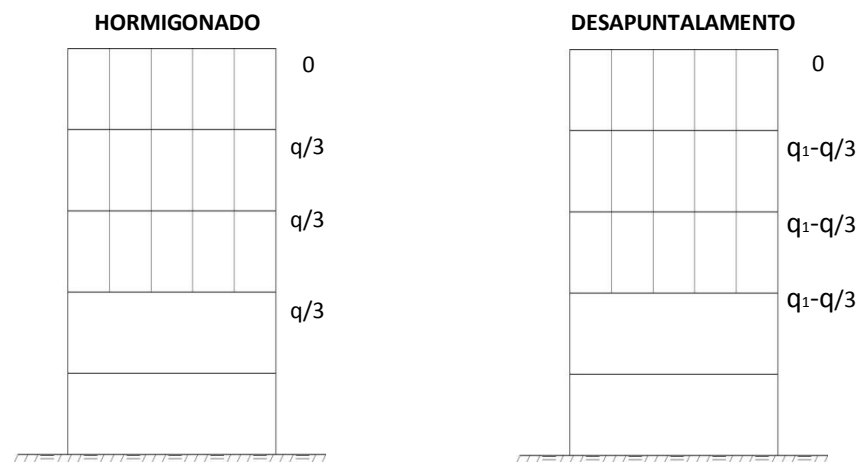


Figura 2.3 Operaciones de hormigonado y desapuntado según el método simplificado

(Fuente: Elaboración propia)

Por lo tanto, la aplicación del Método Simplificado conduce a distribuciones de cargas que son independientes de algunos parámetros importantes de la obra, como por ejemplo la distancia entre pilares, la altura libre entre plantas, el ritmo constructivo, las dimensiones de las losas o la resistencia característica del hormigón empleado. En consecuencia, el método presenta una distribución de cargas en la estructura que es función exclusivamente del esquema constructivo empleado, es decir, del número de plantas apuntaladas y reapuntaladas.

En las Figuras 2.4, 2.5 y 2.6 se muestran las cargas en losas y puntales calculadas mediante el Método Simplificado para distintos esquemas constructivos típicos: dos plantas apuntaladas, tres plantas apuntaladas o dos plantas apuntaladas y una reapuntalada. Estas cargas se expresan con un coeficiente, resultado de dividir la carga que soporta el elemento por la que soportaría si estuviese sometido únicamente a la acción del peso propio de una losa.

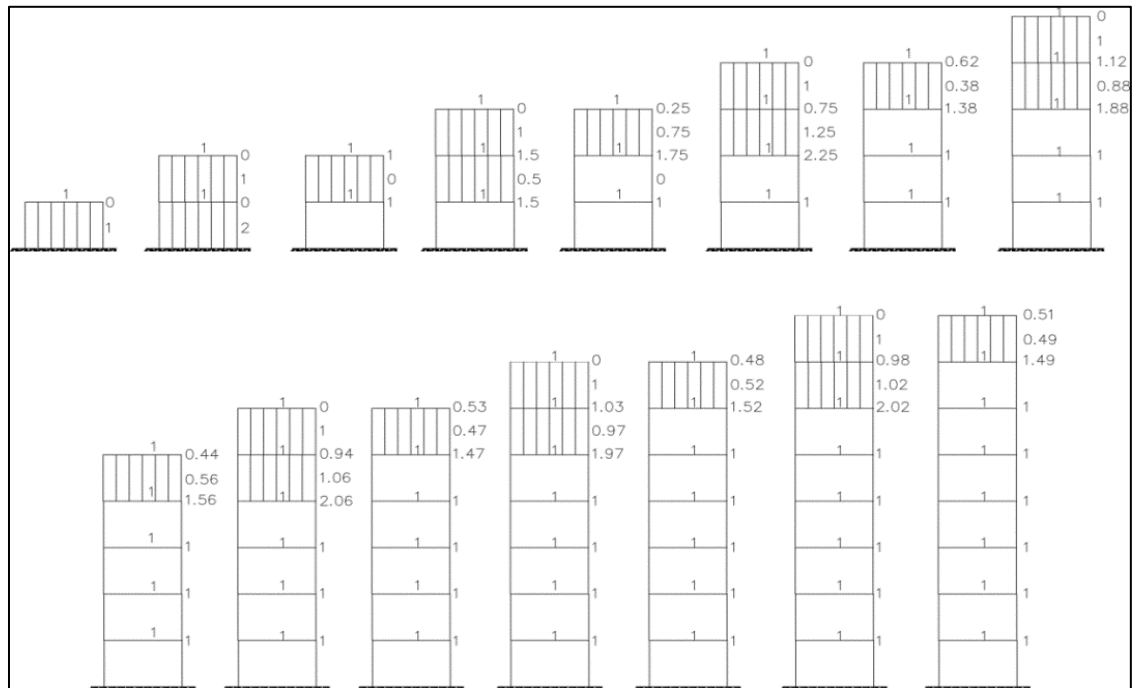


Figura 2.4 Distribución de cargas para el ciclo de dos plantas apuntaladas según el método simplificado

(Fuente: Elaboración propia)

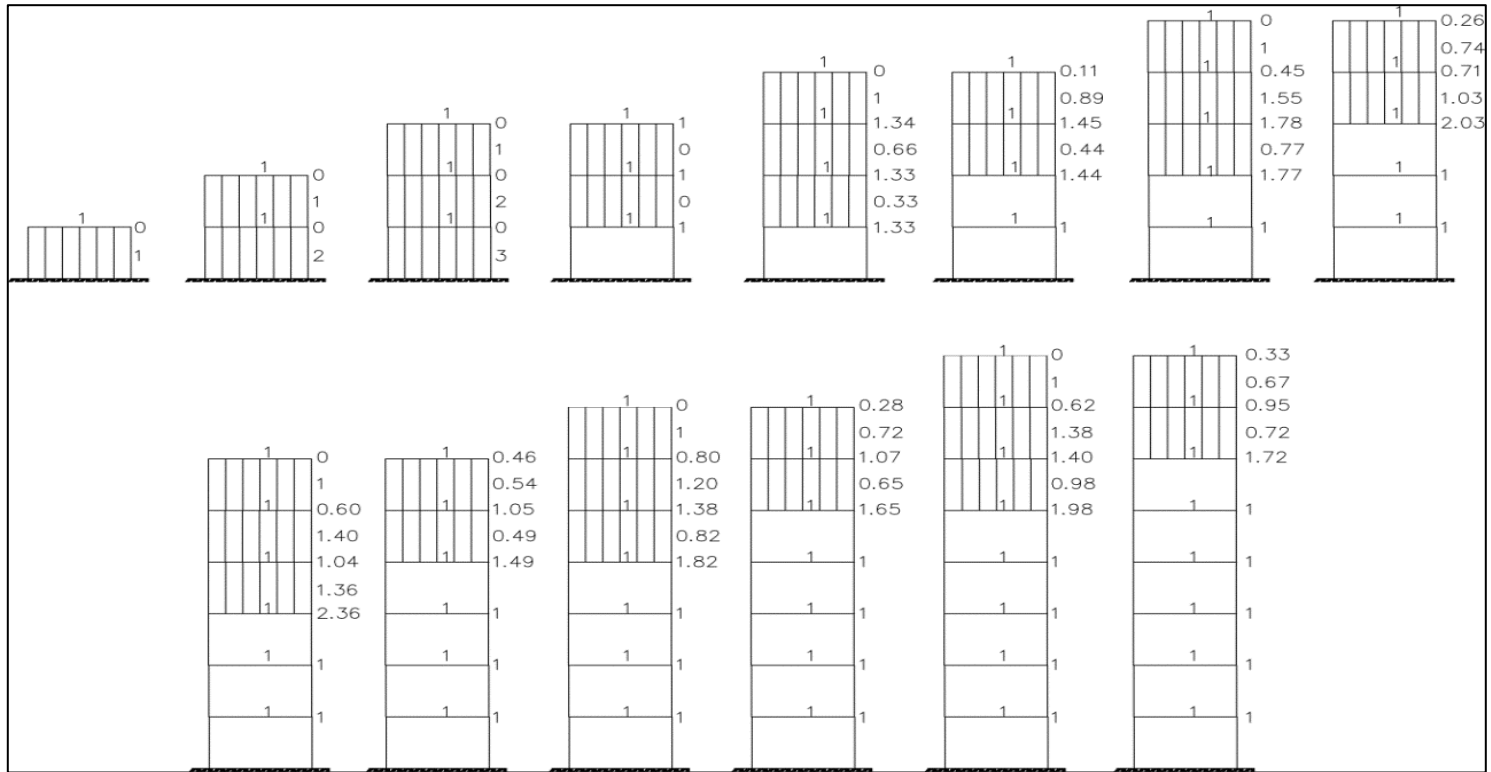


Figura 2.5 Distribución de cargas para el ciclo de tres plantas apuntaladas según el método simplificado

(Fuente: Elaboración propia)

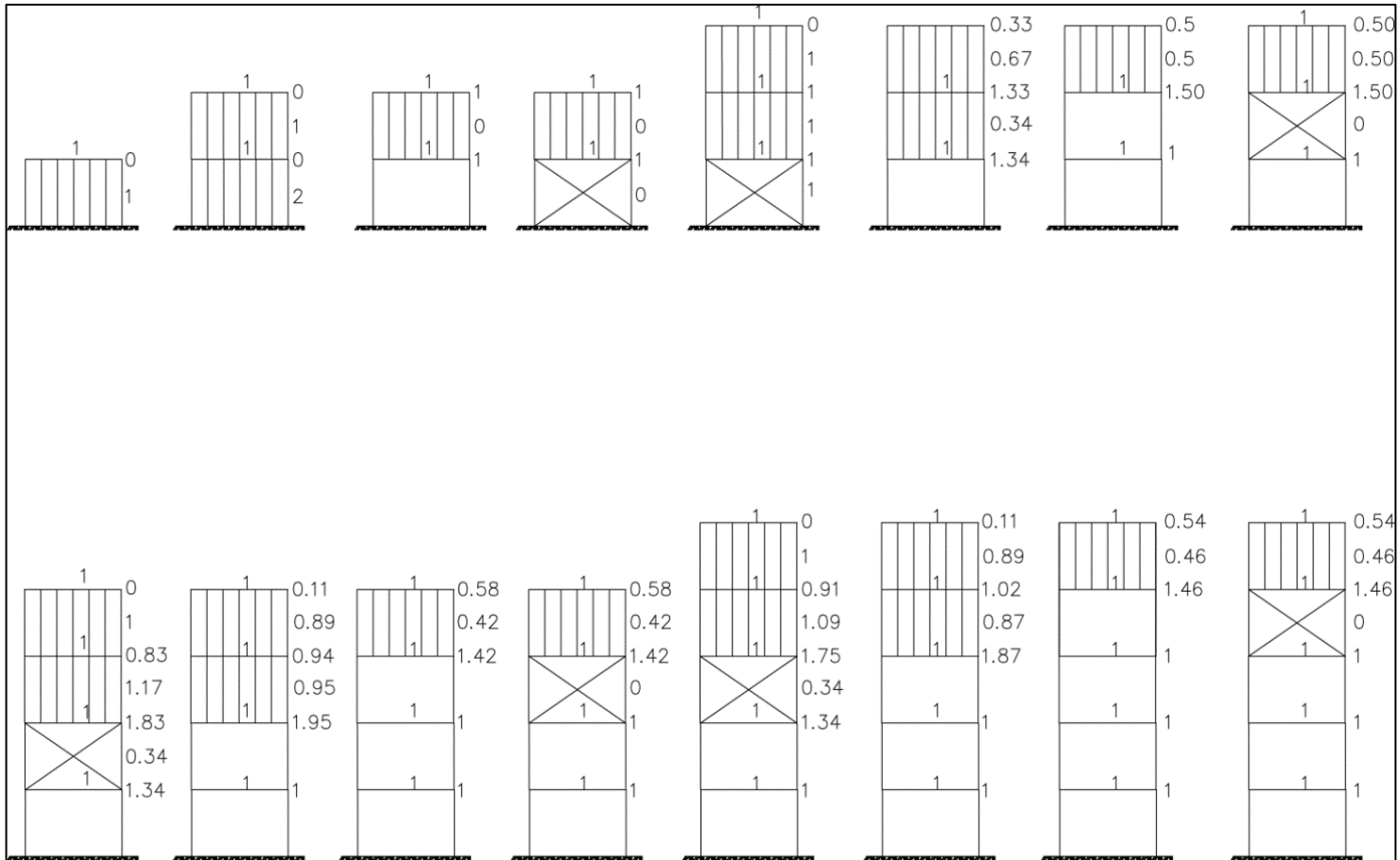


Figura 2.6 Distribución de cargas para el ciclo de dos plantas apuntaladas y una reapuntalada según el método simplificado

(Fuente: Elaboración propia)

En consecuencia, se puede observar que el Método Simplificado propone distintas solicitaciones máximas para losas y puntales en función del ciclo constructivo seleccionado.

Las máximas solicitaciones se obtienen en el caso del ciclo de tres plantas apuntaladas. El coeficiente de carga máxima para losas es de 2.36, mientras que en el caso de dos plantas apuntaladas este coeficiente máximo es de 2.25.

Sin embargo, la edad de la losa cuando se dan dichas solicitaciones máximas es menor con dos plantas apuntaladas, por lo que este caso podría resultar más perjudicial. Al emplear la técnica del reapuntalado, se reduce esta carga máxima hasta un valor de 1.95.

En cuanto a los puntales, la situación más crítica se produce con tres plantas apuntaladas. En este ciclo constructivo, los puntales ubicados en la planta inferior deben ser capaces de transmitir tres veces la carga correspondiente a su área tributaria. El reapuntalamiento, nuevamente, ayuda a reducir considerablemente estas solicitaciones máximas.

Posteriormente a su publicación, y visto su éxito, se han llevado a cabo varios trabajos relacionadas con el Método Simplificado. De esta manera, Gardner (1985) recomendó el simplificado como método para el cálculo de cargas. Sin embargo, el autor introdujo una serie de coeficientes para la obtención de la carga crítica de construcción a considerar en el diseño.

$$U_{\text{construccion}} = \left[\underset{(a)}{1.1} \times \underset{(b)}{1.1} \times \underset{(c)}{1.4} \times \underset{(d)}{\text{coef. max}} + \frac{1}{N} \right] D$$

Donde (a) se refiere a un coeficiente de mayoración por el error cometido por el modelo simplificado, (b) se debe el peso propio de los puntales, (c) es el coeficiente de mayoración de cargas, (d) es el coeficiente máximo de carga obtenido con el modelo simplificado, N el número total de juegos de puntales y por último, D es el peso propio de la losa.

Se han desarrollado programas informáticos de cálculo basados en el Método Simplificado (Liu et al. (1988); Gardner y Muscati (1989)). Estos programas también permiten comprobar si el proceso constructivo diseñado es seguro, comprobando en cada operación si las losas han desarrollado la resistencia necesaria para soportar las cargas a las que se ven sometidos.

2.2.1.2 Método Refinado (Liu, Chen y Bowman (1985))

En 1985 Liu, Chen y Bowman desarrollaron un nuevo modelo basado en el simplificado. A este nuevo modelo se le conoce como el Método Refinado.

El Método Refinado representa el edificio de una forma más real que el simplificado.

Las principales hipótesis del método simplificado consisten en asumir que los puntales son infinitamente rígidos y que todas las losas de hormigón poseen la misma rigidez. Sin embargo, el Método Refinado trabaja con la rigidez real de los puntales y con la rigidez variable en el tiempo de las losas.

Este método ofrece, además, la posibilidad de crear modelos 2D o 3D de la estructura. Sin embargo, el Método Refinado también se encuentra sujeto a una serie de hipótesis simplificadoras que se muestran a continuación:

1. Las losas tienen en todo momento un comportamiento elástico.
2. Debido a su escasa influencia, se desprecia la deformación vertical de las losas en las uniones con las columnas. Es decir, los pilares de hormigón son considerados como apoyos fijos.
3. Los puntales son tratados como apoyos elásticos uniformemente distribuidos, con una rigidez axial finita.
4. La cimentación es infinitamente rígida.

Basándose en estas suposiciones, el resultado obtenido en este caso difiere mucho del simplificado. En su trabajo, Liu, Chen y Bowman analizaron las diferencias entre los

resultados propuestos por las versiones 2D y 3D del modelo refinado y el modelo simplificado. Para ello analizaron un edificio típico, como el que se muestra en la Figura 2.7. La resistencia característica del hormigón considerado en el análisis es de 41 MPa, con un módulo elástico de 35 GPa. Los puntales son de madera con una sección rectangular maciza de 50 x 100 mm. El módulo elástico y la resistencia a compresión de la madera se estimaron en 7.75 GPa y 5.6 MPa (paralelo a la fibra), respectivamente. El ciclo constructivo considerado es de dos plantas apuntaladas y una reapuntalada, con un ritmo de ejecución de una planta por semana.

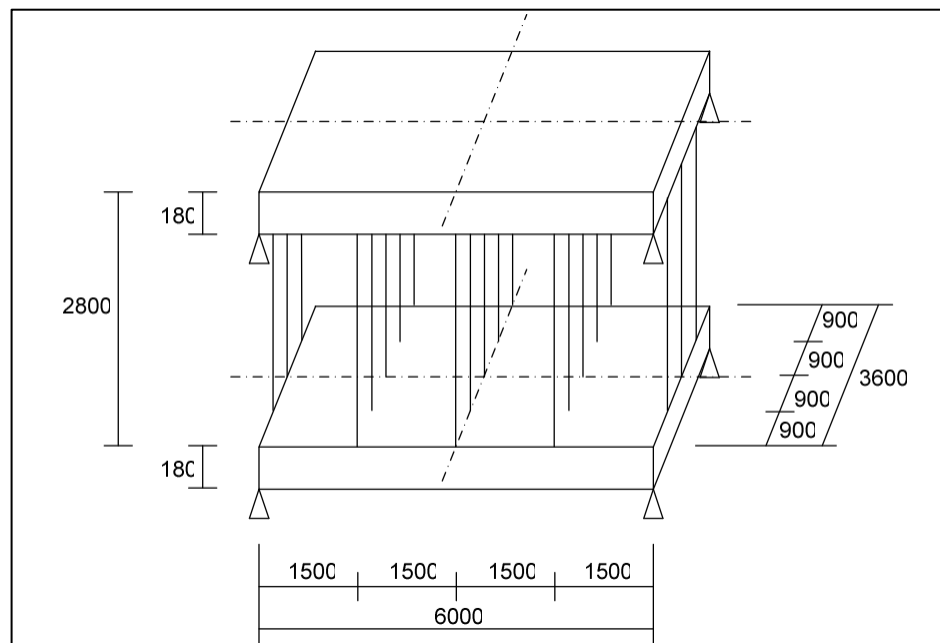


Figura 2.7 Dimensiones principales del ejemplo de Liu et al. (Dimensiones en mm) (Fuente: *Construction load analysis for concrete structures*, LIU et al. (1987))

En las Figuras 2.8 y 2.9 se incluyen los resultados obtenidos con la versión 2D del Método Refinado. La principal ventaja de este modelo consiste en que proporciona una idea más real del comportamiento de la estructura. Entre otras cosas, el modelo refinado detecta las diferencias que pueden existir entre las cargas transmitidas por los puntales ubicados en una misma planta, mientras que el método simplificado proporciona un único valor para todos los puntales de una misma planta.

Los autores obtuvieron resultados medios prácticamente idénticos con la aplicación de los modelos 2D y 3D en el caso estudiado. Por el contrario, señalaron que los resultados del modelo simplificado deben corregirse mediante un coeficiente (1.05-1.10) para poder ser utilizados de forma conservadora.

El principal inconveniente del Método Refinado frente al simplificado consiste en que exige la utilización de un software de elementos finitos o de análisis matricial. Además, se debe crear un modelo para cada operación constructiva, por lo que la aplicación del Método Refinado se convierte en una tarea laboriosa, especialmente en el caso de la versión 3D. Éste es el principal motivo por el que este modelo se utiliza menos que el simplificado.

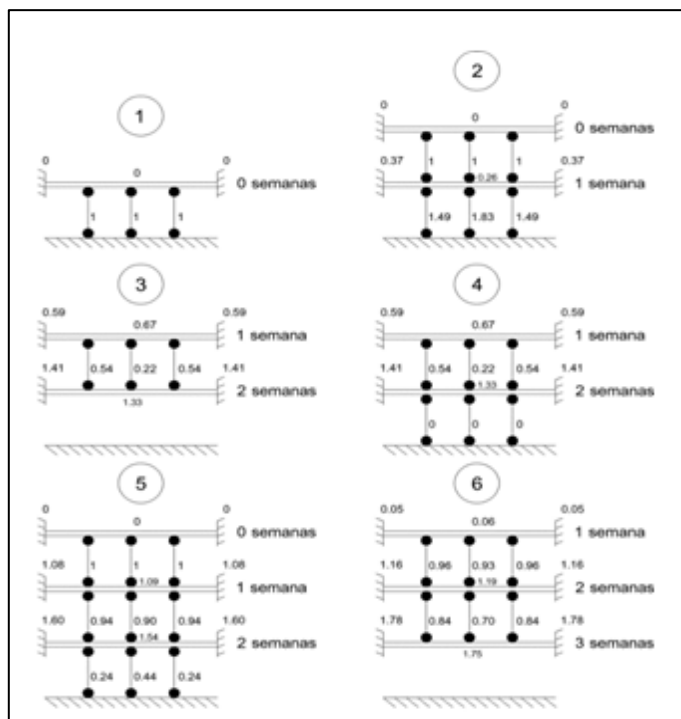


Figura 2.8 Resultados obtenidos en las etapas 1, 2, 3, 4, 5 y 6 mediante el método refinado para el ejemplo de Liu, Bowman y Chen.

(Fuente: Construction load analysis for concrete structures LIU et al. (1987))

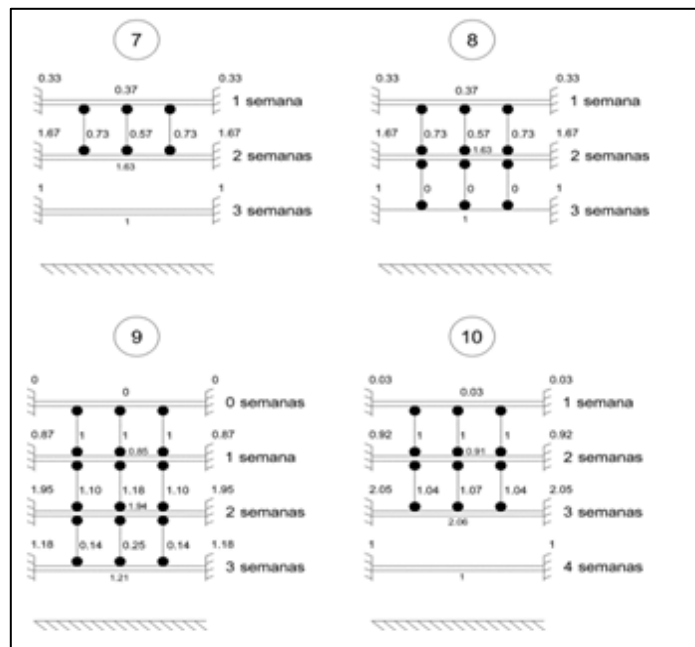


Figura 2.9 Resultados obtenidos en las etapas 7, 8, 9 y 10 mediante el método refinado para el ejemplo de Liu, Bowman y Chen.

(Fuente: Construction load analysis for concrete structures LIU et al. (1987))

2.2.1.3 EFM (Stivaros y Halvorsen (1990))

En 1990, Stivaros y Halvorsen propusieron el Equivalent Frame Method (EFM) para intentar mejorar los resultados obtenidos por los dos pioneros métodos ya descritos.

El EFM como método de diseño de estructuras de hormigón fue propuesto por primera vez en la revisión del código de edificación de la ACI Committee 311 (1970). Corley y Jirsa (1970) comprobaron su validez comparando los resultados de este modelo teórico con los resultados experimentales obtenidos en la Universidad de Illinois. Estos resultados experimentales consistieron en medir los momentos positivos y negativos originados en distintos tipos de losas: losas bidireccionales y losas planas.

Por lo general, los resultados teóricos obtenidos con el EFM se ajustaron bien a las medidas experimentales, con desviaciones menores que el 15-20%,

independientemente del tipo de la losa estudiada. Vanderbilt y Corley (1983) estudiaron distintas posibilidades para el correcto modelado de la unión entre losas y columnas dentro del EFM.

En su trabajo, Stivaros y Halvorsen recomiendan extender el EFM al diseño de procesos constructivos de edificios de hormigón. Al igual que el método refinado, la aplicación del EFM también exige la utilización de un software para el análisis de la estructura. En este caso, resulta suficiente con disponer de un software basado en el cálculo matricial, sin necesidad de recurrir a los elementos finitos.

El EFM propone un modelo 2D de la estructura que se basa en las siguientes suposiciones:

1. Los puntales se remplazan por apoyos elásticos de rigidez equivalente a la rigidez total de los puntales correspondientes.
2. Se asume que las uniones entre losas y puntales son articulaciones.
3. Los puntales de la planta baja descansan sobre un suelo infinitamente rígido.

La principal diferencia respecto al modelo refinado 2D reside en que el EFM sí considera la deformación vertical de los pilares de hormigón. De hecho, el EFM presenta dos variantes: el modelo de la estructura como pórtico de un único vano, o el modelo como un pórtico de varios vanos. En la Figura 2.10 se muestra esquemáticamente un edificio representado según las suposiciones propuestas por el EFM. Los puntales son elementos verticales tipo barra, con una rigidez equivalente a la rigidez total de los puntales ubicados en la fila. Las losas se representan como elementos tipo viga, de ancho la distancia entre pilares y canto igual al canto real de la losa. Las columnas de hormigón son también elementos tipo viga, con dimensiones de la sección idénticas a las reales.

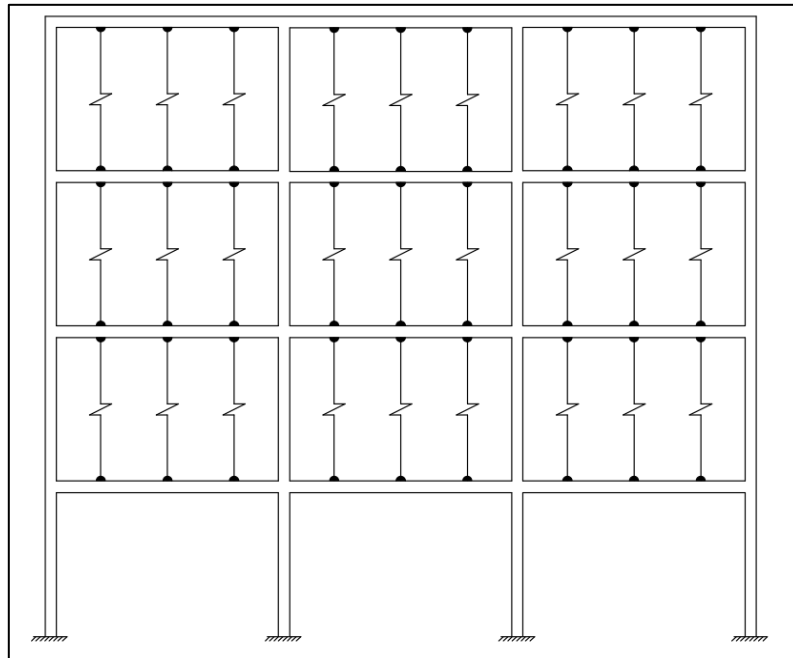


Figura 2.10 Modelo típico del EFM con varios vanos

(Fuente: Shoring and reshoring for multistory concrete buildings, STIVAROS (2006))

Stivaros y Halvorsen emplearon el ejemplo de Liu et al., ya descrito en el apartado anterior, para la comparación y validación de los resultados de su nuevo método. En la Figura 2.11 se pueden observar las cargas máximas en losas obtenidas mediante la aplicación de los métodos teóricos descritos hasta ahora.

En el caso del EFM de varios vanos, los resultados mostrados corresponden a un vano interior.

Las operaciones constructivas se expresan mediante dos números. El primero de ellos hace referencia a la planta que se ha hormigonado en último lugar. El segundo indica la fase constructiva: el 1 se refiere al hormigonado del nivel superior, el 2 corresponde con la retirada del reapuntalamiento del nivel inferior, y el 3 indica la retirada del apuntalamiento del nivel inferior. A partir de la gráfica, se puede concluir que el modelo refinado y el EFM de un vano conducen a unas solicitaciones máximas prácticamente idénticas.

De hecho, la única diferencia del EFM monovano con respecto al modelo refinado 2D reside en no despreciar la deformación vertical de las columnas.

Sin sí existe variación entre los resultados propuestos por el método refinado y por el EFM de varios vanos. Por lo tanto, al considerar un pórtico de más de un vano, la deformación de las columnas sí influye sobre las cargas máximas soportadas por las losas. Stivaros y Halvorsen recomiendan la utilización del modelo de varios vanos, puesto que representa la estructura de hormigón mediante un pórtico continuo más real. Además, este modelo multivano también puede proporcionar información sobre los esfuerzos de cortante que aparecen en las uniones losa-pilar.

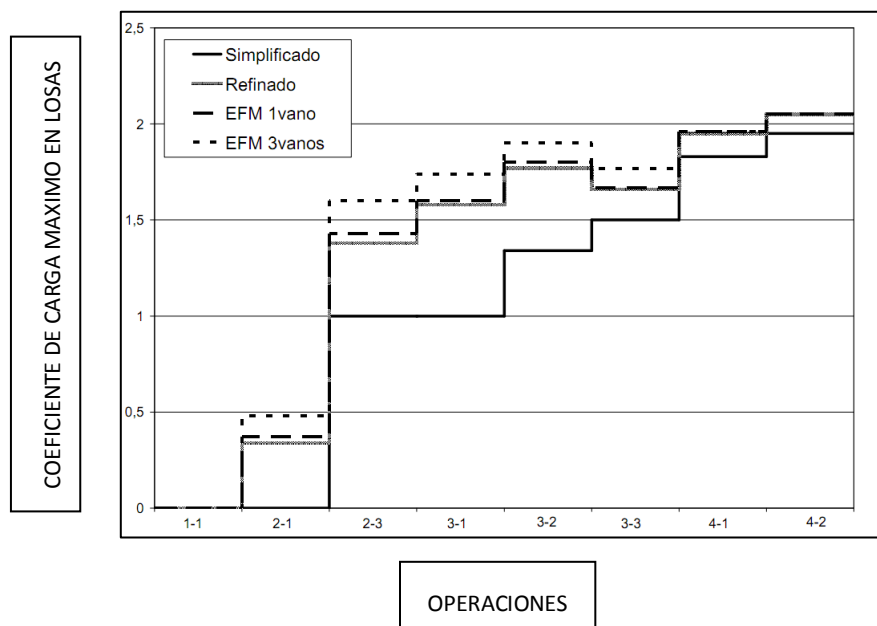


Figura 2.11 Comparación entre resultados propuestos por distintos modelos teóricos para el Ejemplo de Liu et al.

(Fuente: Shoring and reshoring for multistory concrete buildings, STIVAROS (2006))

El método simplificado también predice correctamente el lugar y el paso constructivo (operación 4-2) en el que se registran las solicitaciones máximas.

Además, las diferencias entre los resultados del método simplificado y EFM se encuentran por debajo del 5%. Sin embargo, Stivaros y Halvorsen señalaron que estas

diferencias pueden resultar mucho más significativas en otros esquemas constructivos, por lo que el coeficiente de modificación de 1.05-1.10 propuesto por Liu et al. puede llevar a resultados erróneos.

Para estudiar este comportamiento, Stivaros y Halvorsen consideraron distintas combinaciones de número de plantas apuntaladas y reapuntadas. En la Figura 2.12 se incluyen las cargas máximas en losas, obtenidas por el método simplificado y el EFM, para distintas combinaciones de número de plantas apuntaladas y reapuntadas. A partir de las figuras, se concluye que las desviaciones entre el método simplificado y el EFM fluctúan mucho según el esquema constructivo seleccionado. Efectivamente, para el ejemplo presentado por Liu et al. (dos plantas apuntaladas y una reapuntada) las diferencias están por debajo del 5%. Sin embargo, éstas son mucho mayores para otras combinaciones.

Stivaros y Halvorsen (1991) compararon los resultados de su EFM con los del análisis de elementos finitos y los del método simplificado. Para ello, aplicaron los tres métodos a un caso real, concretamente al edificio desplomado en Cocoa Beach, Florida (1981). Al final de este trabajo, los autores concluyeron que el EFM es un método efectivo para estimar la distribución de cargas en la construcción de edificios de hormigón, con un nivel de precisión y esfuerzo computacional razonables. El estudio mostró también la no validez del método simplificado para el edificio analizado, estableciéndose asimismo la necesidad de utilizar los modelos de varios vanos antes que los de un único vano.

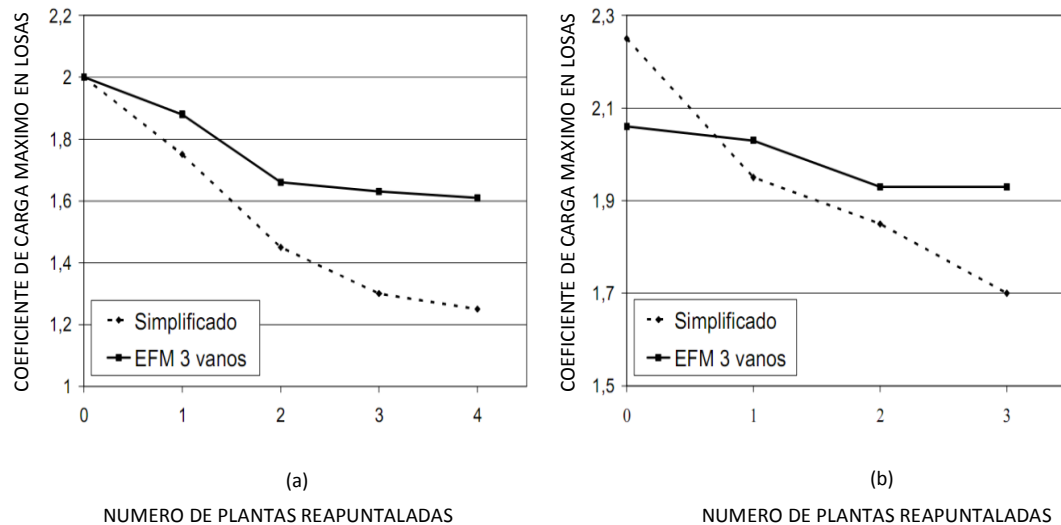


Figura 2.12 Coeficiente de carga máximo en losas según el número de plantas reapuntadas (a) una planta apuntalada y (b) para dos plantas apuntaladas (Fuente: *Shoring and reshoring for multistory concrete buildings*, STIVAROS (2006))

Más tarde, los propios Stivaros y Halvorsen (1992) presentaron un programa computacional para el cálculo de cargas de construcción basado en su modelo EFM.

2.2.1.4 Métodos con redistribución de cargas (Mossallam y Chen (1991))

En 1991, Mossallam y Chen propusieron un nuevo modelo para el cálculo de cargas durante la construcción de edificios de hormigón. El objetivo de este nuevo método consistía en mejorar el modelo refinado 2D previamente desarrollado por Liu et al. mediante la consideración de más parámetros constructivos.

El modelo computacional empleado para la representación de la estructura coincide prácticamente con el propuesto en el refinado. La única diferencia consiste en no despreciar la deformación vertical de las columnas. Mossallam y Chen asumieron un comportamiento elástico de los pilares, con una rigidez dependiente del tiempo. En

este modelo se considera que las columnas son hormigonadas una semana antes de la losa que van a sustentar.

La principal novedad del modelo de Mossallam y Chen no reside, en consecuencia, en el modelado de la estructura en construcción. El cambio más significativo proviene de suponer que la distribución de cargas en la estructura varía durante el tiempo que transcurre entre dos operaciones de construcción consecutivas. De esta manera, las cargas en la estructura se calculan dos veces, al inicio y al final de cada paso constructivo. El modelo asume que la variación de la distribución de cargas en este periodo de tiempo se produce de manera lineal.

Una vez presentado su nuevo modelo, Mossallam y Chen compararon sus resultados con los propuestos por el método simplificado. Para ello, seleccionaron el ejemplo clásico propuesto por Liu et al. en su trabajo, con unos pilares de sección cuadrada 500 x 500 mm. Efectuaron el análisis para dos ciclos constructivos diferentes: tres plantas apuntaladas y dos plantas apuntaladas con una reapuntalada.

En la Tabla 2.3 se incluyen los resultados obtenidos por Mossallam y Chen en su estudio para el caso de dos plantas apuntaladas y una reapuntalada.

		MÉTODO					
Paso	Nivel	Simplificado		Mossallam-Chen S/Redistribucion		Mossallam- Chen	
		Puntales	Losa	Puntales	Losa	Puntales	Losa
1	1	1	0	1	0	1	0
2	2	1	0	1	0	1	0
	1	2	0	1.76	0.43	1.51	0.86
3 y 4	2	0	1	0.56	0.66	0.06	0.97
	1	0	1	0	1.42	0	1.07
5	3	1	0	1	0	1	0
	2	1	1	0.97	1.09	0.72	1.41
	1	1	1	0.62	1.6	0.39	1.32
6	3	0.67	0.33	0.83	0.09	0.62	0.51
	2	0.33	1.34	0.95	1.24	0.29	1.31
	1	0	1.33	0	1.93	0	1.27
7 y 8	3	0.5	0.5	0.73	0.39	0.5	0.59
	2	0	1.5	0	1.65	0	1.47
	1	0	1	0	1	0	1

9	4	1	0	1	0	1	0
	3	1.17	0.83	1.18	0.84	1.12	1.1
	2	0.34	1.83	0.25	1.98	0.25	1.8
	1	0	1.34	0	1.22	0	1.22
10	4	0.89	0.11	0.98	0.04	0.62	0.51
	3	0.95	0.94	1.07	0.89	0.75	0.91
	2	0	1.95	0	2.1	0	1.63
	1	0	1	0	1	0	1

Tabla 2.3 Comparación entre los resultados obtenidos mediante el método simplificado y el de Mossallam y Chen

(Fuente: Determining shoring loads for reinforced concrete construction, MOSSALLAM Y CHEN (1991))

A partir de esta Tabla 2.3 se puede establecer que los resultados del método simplificado difieren significativamente de los del método de Mossallam y Chen. Las diferencias entre las solicitaciones máximas propuestas por ambos métodos son muy grandes.

En su análisis, Mossallam y Chen indicaron que el error del método simplificado se debe principalmente a considerar que la distribución de cargas se mantiene constante entre dos operaciones consecutivas. De hecho, para estudiar la influencia de esta suposición, los autores reexaminaron su modelo despreciando esta variación de la distribución de cargas. Los resultados de este análisis, incluidos en la Tabla 2.3, se parecen mucho a los obtenidos con el método refinado de Liu et al.

Vista la importancia de este concepto de redistribución, Chen y Mossallam (1991) lo aplicaron sobre el método simplificado, desarrollando así el Método Simplificado Modificado. El resto de las suposiciones adoptadas en el método simplificado original se mantienen. La distribución de cargas se calcula dos veces por operación: al inicio y al final de cada paso constructivo.

Igual que el simplificado, la aplicación del Método Simplificado Modificado conduce a distribuciones de cargas que son independientes de algunos parámetros importantes de la obra. En consecuencia, este método también presenta una distribución de cargas que es función exclusivamente del esquema constructivo empleado, es decir, del número de plantas apuntaladas y reapuntaladas, y del módulo elástico en caso de que se considere una rigidez del hormigón variable con el tiempo.

En las Figuras 2.13 y 2.14 se muestran las distribuciones de cargas en losas y puntales obtenidas aplicando el Método Simplificado Modificado para esquemas constructivos típicos que ya fueron analizados con el método simplificado. En concreto, se presentan los ciclos constructivos de tres plantas apuntaladas y de dos plantas apuntaladas y una reapuntalada. De esta manera, se comparan los resultados obtenidos con ambos modelos simplificados y se observa la influencia que tiene el considerar la redistribución de cargas durante el periodo de tiempo en el que no se aplican cargas adicionales a la estructura.

En ambos casos se ha supuesto que la rigidez de losas se mantiene constante en el tiempo. Grundy y Kabaila (1963) demostraron que esta simplificación no conduce a errores significativos. De hecho, Chen y Mossallam también estudiaron la influencia de despreciar la evolución del módulo elástico del hormigón con el tiempo, llegando también a la misma conclusión.

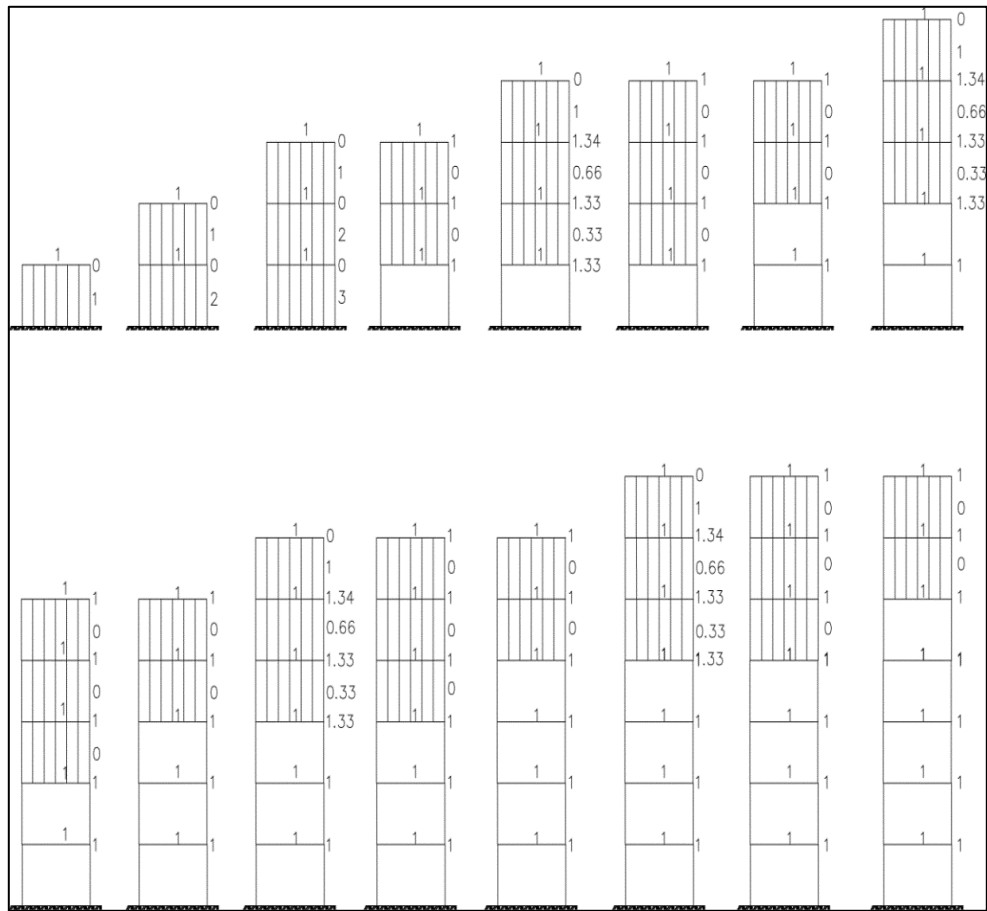


Figura 2.13 Resultados obtenidos mediante el Método Simplificado Modificado para el ciclo de tres plantas apuntaladas

(Fuente: Determining shoring loads for reinforced concrete construction, MOSSALLAM Y CHEN (1991))

método sin redistribución de cargas. En la Figura 2.15 se compara la evolución del esfuerzo en la losa más solicitada calculada por ambos métodos.

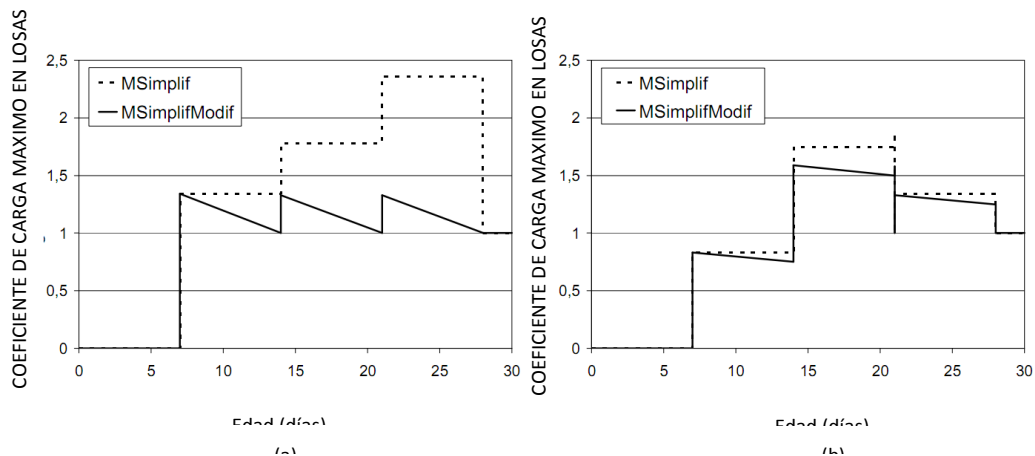


Figura 2.15 Esfuerzos en losas obtenidos con el Método Simplificado original y Modificado para (a) tres plantas apuntaladas y (b) dos plantas apuntaladas y una reapuntalada

(Fuente: Determining shoring loads for reinforced concrete construction, MOSSALLAM Y CHEN (1991))

En el caso de tres plantas apuntaladas sin reapuntamiento, los resultados propuestos por los dos métodos son muy diferentes. Por ello, Chen y Mossallam concluyeron que, en el caso de esquemas constructivos sin reapuntamiento, debe emplearse el Método Simplificado Modificado con un coeficiente de mayoración de 1.10 para todas las cargas de construcción.

En el caso de dos plantas apuntaladas y una reapuntalada, por el contrario, los resultados de los dos métodos comparados son muy parecidos. Chen y Mossallam indicaron que en el caso de esquemas constructivos con plantas apuntaladas y reapuntaladas puede emplearse el método simplificado clásico para el cálculo de la distribución de cargas, aunque también puede utilizarse el modificado si se quieren unos resultados más precisos.

2.2.1.5 Análisis Mejorado (El-Shahhat y Chen (1993))

En 1993, El-Shahhat y Chen desarrollaron un nuevo método de cálculo conocido como el Análisis Mejorado. El procedimiento adoptado en este Análisis Mejorado se divide en dos partes. La primera parte consiste en emplear el modelo refinado 2D para las operaciones de hormigonado. La segunda parte del análisis se emplea en los desapuntalamientos, donde se calculan las cargas en puntales mediante la aplicación de la compatibilidad de desplazamientos.

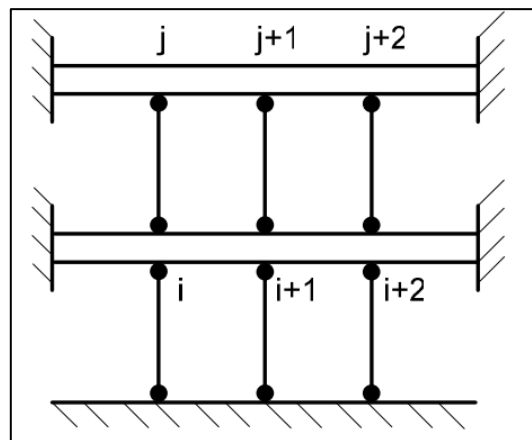


Figura 2.16 Estructura típica previa al desapuntado de la planta inferior

(Fuente: *Construction safety of multistory concrete building, EL-SHAHHAT Y CHEN (1993)*)

En una estructura como la mostrada en la Figura 2.16, el siguiente paso n consiste en retirar el nivel inferior de puntales, llegándose a la situación expuesta en la Figura 2.17. El procedimiento a seguir para el cálculo de cargas relativas a este paso n según el Análisis Mejorado es el siguiente:

1. Se denomina $\delta_{i,n-1}$, $\delta_{i+1,n-1}, \dots$ a los desplazamientos de los puntos de la estructura obtenidos en el paso previo (n-1) y $p_{i/j,n-1}$, $p_{i+1/j+1,n-1}, \dots$ a las cargas en puntales en ese mismo paso, donde los subíndices i y j hacen referencia a los puntos de la losa inferior y superior, respectivamente, conectados mediante el puntal i/j.

2. En la Figura 2.17, si se considera individualmente la losa inferior bajo el efecto de su peso propio w , los desplazamientos de los puntos pueden calcularse como:

$$\delta_{i,n} = \delta_{i,n}^w + \alpha_1 p_{i/j,n} + \alpha_4 p_{i+1/j+1,n} + \alpha_7 p_{i+2/j+2,n}$$

$$\delta_{i+1,n} = \delta_{i+1,n}^w + \alpha_2 p_{i/j,n} + \alpha_5 p_{i+1/j+1,n} + \alpha_8 p_{i+2/j+2,n}$$

$$\delta_{i+2,n} = \delta_{i+2,n}^w + \alpha_3 p_{i/j,n} + \alpha_6 p_{i+1/j+1,n} + \alpha_9 p_{i+2/j+2,n}$$

donde $\delta_{i,n}^w$ es la flecha en el punto i debido al peso propio w . Los valores α_1 , α_2 y α_3 son los coeficientes de desplazamiento en los puntos i , $(i+1)$ e $(i+2)$, respectivamente, debidos a una carga unidad aplicada en el punto i . Los coeficientes α_4 , α_5 y α_6 se corresponden con una carga unitaria sobre el punto $(i+1)$, y α_7 , α_8 y α_9 son valores correspondientes a una carga unitaria en el punto $(i+2)$.

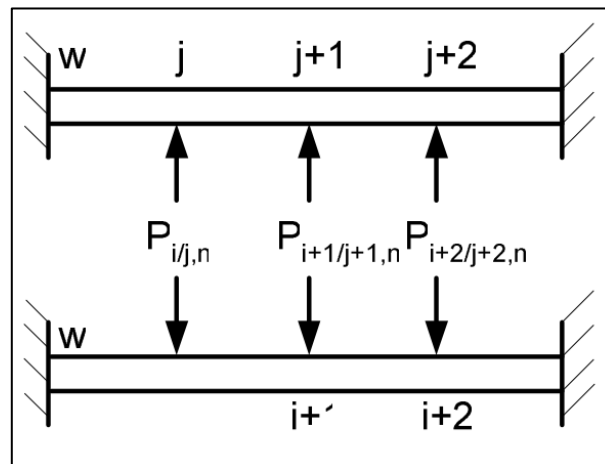


Figura 2.17 Equilibrio estático de las losas tras el desapuntalado de la planta inferior

(Fuente: *Construction safety of multistory concrete building*, EL-SHAHHAT Y CHEN (1993))

3. Los desplazamientos relativos de cada punto pueden ser calculados de acuerdo con la siguiente relación:

$$\delta_{i,n}^Y = \delta_{i,n} - \delta_{i,n-1}$$

$$\delta_{i+1,n}^Y = \delta_{i+1,n} - \delta_{i+1,n-1}$$

$$\delta_{i+2,n}^Y = \delta_{i+2,n} - \delta_{i+2,n-1}$$

donde $\delta_{i,n}^Y$ es el desplazamiento relativo del punto i en el paso n.

4. Los desplazamientos relativos de los puntos j, de la losa superior, pueden calcularse a partir de los desplazamientos relativos de los puntos de la losa inferior y de los puntales que los unen.

$$\delta_{j,n}^Y = \delta_{i,n}^Y - \delta_{i/j,n-1} + \delta_{i/j,n}$$

donde $\delta_{j,n}^Y$ es el desplazamiento relativo del punto j y $\delta_{i/j,n-1}$ y $\delta_{i/j,n}$ son las deformaciones axiales del puntal calculados en el paso n-1 y n, respectivamente, que se definen como:

$$\delta_{i/j,n-1} = \frac{p_{i/j,n-1} \times L}{EA}$$

$$\delta_{i/j,n} = \frac{p_{i/j,n} \times L}{EA} = C \times p_{i/j,n}$$

donde L es la longitud del puntal y EA es la rigidez axial del puntal. De la misma manera, el desplazamiento relativo de otros puntos será:

$$\delta_{j+1,n}^Y = \delta_{i+1,n}^Y - \delta_{i+1/j+1,n-1} + \delta_{i+1/j+1,n}$$

$$\delta_{j+2,n}^Y = \delta_{i+2,n}^Y - \delta_{i+2/j+2,n-1} + \delta_{i+2/j+2,n}$$

5. Los desplazamientos de los puntos j también se pueden calcular analizando individualmente la losa superior bajo su peso propio y las reacciones en los puntales:

$$\begin{aligned}\delta'_{j,n} &= \delta_{j,n}^w - \alpha_1 p_{i/j,n} - \alpha_4 p_{i+1/j+1,n} - \alpha_7 p_{i+2/j+2,n} \\ \delta'_{j+1,n} &= \delta_{j+1,n}^w - \alpha_2 p_{i/j,n} - \alpha_5 p_{i+1/j+1,n} - \alpha_8 p_{i+2/j+2,n} \\ \delta'_{j+2,n} &= \delta_{j+2,n}^w - \alpha_3 p_{i/j,n} - \alpha_6 p_{i+1/j+1,n} - \alpha_9 p_{i+2/j+2,n}\end{aligned}$$

donde el superíndice (') significa que los nuevos coeficientes se calculan teniendo en cuenta la edad diferente de esta losa.

6. Como el desplazamiento relativo calculado por ambas vías debe ser el mismo, se cumplirá que:

$$\delta'_{j,n} = \delta_{j,n}^y$$

Sustituyendo se obtiene el siguiente sistema matricial de ecuaciones:

$$\begin{pmatrix} \alpha_1 + \alpha'_1 + C & \alpha_4 + \alpha'_4 & \alpha_7 + \alpha'_7 \\ \alpha_2 + \alpha'_2 & \alpha_5 + \alpha'_5 + C & \alpha_8 + \alpha'_8 \\ \alpha_1 + \alpha'_1 + C & \alpha_4 + \alpha'_4 & \alpha_7 + \alpha'_7 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} p_{i/j,n} \\ p_{i+1/j+1,n} \\ p_{i+2/j+2,n} \end{Bmatrix} =$$

$$= \begin{Bmatrix} \delta_{j,n}^w + \delta_{i/j,n-1} + \delta_{i,n-1} - \delta_{i,n}^w \\ \delta_{j+1,n}^w + \delta_{i+1/j+1,n-1} + \delta_{i+1,n-1} - \delta_{i+1,n}^w \\ \delta_{j+2,n}^w + \delta_{i+2/j+2,n-1} - \delta_{i+2,n-1} + \delta_{i+2,n}^w \end{Bmatrix}$$

que puede escribirse:

$$DP = \delta$$

donde D se define como la matriz de coeficientes de desplazamiento, P como el vector de cargas desconocidas, y δ como el vector de desplazamientos.

7. Resolviendo el sistema de ecuaciones se calcula el vector P de cargas desconocidas, a partir del cual se obtienen los momentos en losas.
8. El desplazamiento absoluto acumulado de los diferentes puntos puede actualizarse una vez que se ha resuelto el sistema.

En el caso de un desapuntalado con dos niveles adicionales de plantas apuntaladas (ver Figura 2.18), el sistema se resolverá de forma análoga. A la hora de estudiar la losa intermedia, además de su peso propio se deberán considerar las reacciones de los puntales ubicados tanto encima como debajo de la losa. En este caso, el número de incógnitas P a calcular será el doble que en el ejemplo anterior.

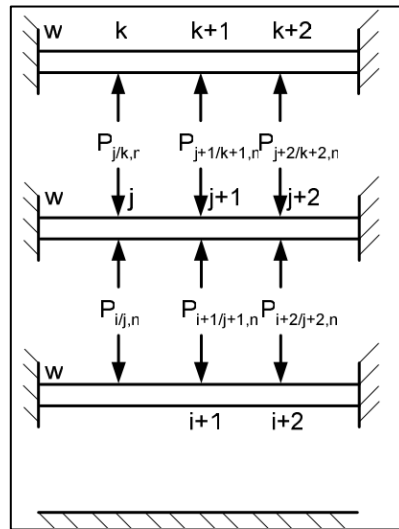


Figura 2.18 Nuevo equilibrio estático de las losas tras el desapuntalado de la planta inferior

(Fuente: *Construction safety of multistory concrete building*, EL-SHAHHAT Y CHEN (1993))

2.2.1.6 Método Simplificado Mejorado (Duan y Chen (1995))

Todos los métodos propuestos hasta ahora, excepto el simplificado, exigen la utilización de un software de elementos finitos o de análisis estructural para calcular la distribución de cargas en la estructura. En 1995, Duan y Chen desarrollaron un nuevo modelo conocido como Método Simplificado Mejorado. Los autores del nuevo método señalaron que el principal error del método simplificado procede de la consideración de rigidez infinita de puntales. De esta manera, Duan y Chen desarrollaron un modelo mejorado basado en el simplificado y que tiene la gran ventaja de que no necesita la utilización de un software de análisis estructural.

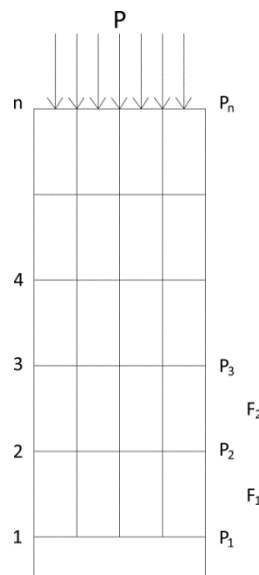


Figura 2.19 Hormigonado de un edificio tipo de hormigón

(Fuente: Improved simplified method for slab and shore load analysis during construction , DUAN Y CHEN (1995))

Si se considera una estructura tipo de hormigón en construcción como la de la Figura 2.19, el peso propio P de la losa n recién hormigonada se reparte entre las losas inferiores que han sido previamente hormigonados y que se encuentran conectados

mediante puntales. Las relaciones entre los incrementos de carga en losas P_j e incrementos de carga en puntales F_j son las siguientes:

$$F_1 = P_1$$

$$F_2 = P_1 + P_2$$

...

$$F_j = P_1 + P_2 + \dots + P_j$$

...

$$F_n = P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_n = P$$

Estas relaciones indican que la carga total transmitida por los puntales ubicados en cualquier nivel es soportada por las losas inferiores. Al asumir que las cargas en puntales se encuentran uniformemente distribuidas sobre las losas, Duan y Chen expresaron la deformación de los puntales ubicados en la parte central mediante la deformación media de los puntales en ese nivel. Aplicando la compatibilidad de desplazamientos para la parte central de las losas ubicadas en los niveles j y $(j-1)$:

$$\Delta_j = \Delta_{j-1} + \Delta_{sh,j-1}$$

donde Δ_j y Δ_{j-1} son las flechas en los centros de las losas j y $(j-1)$, respectivamente. $\Delta_{sh,j-1}$ es la deformación media de los puntales ubicados sobre el nivel $(j-1)$.

Sustituyendo las deformaciones por los esfuerzos y expresando las cargas en puntales en función de las solicitaciones en losas, se obtiene que:

$$K_j P_j = K_{j-1} P_{j-1} + K_{sh,j-1} (P_1 + P_2 + \dots + P_{j-1})$$

donde los factores K se definen como las deformaciones del elemento estructural (pantal o losa) bajo la acción de una carga unitaria. Las expresiones que se emplean para el cálculo de estos coeficientes son las siguientes:

$$K_j = \gamma \frac{L^2}{E_j I} \quad \text{para losas}$$

$$K_{sh,j-1} = \frac{H}{E_{sh}A} \quad \text{para puntales}$$

donde γ es un coeficiente que depende de las condiciones de contorno y de la relación ancho/longitud de la losa. E_j y E_{sh} son los módulos elásticos de las losas y de los puntales, respectivamente. L es la longitud del vano más largo de la losa I es el momento de inercia de la losa suponiendo que tiene ancho unitario. H y A son la altura y la sección transversal total de todos los puntales ubicados en el vano.

El valor del coeficiente γ depende de la flecha en el centro de la losa. En el Método Simplificado Mejorado la losa se modela como una viga de longitud L , que coincide con la longitud del vano más largo, y de ancho b , que depende del área tributaria de los puntales situados en el vano modelado. Si la viga se encuentra sometida a una carga uniformemente distribuida de valor q , el valor de la flecha en el centro del vano dependerá de las condiciones de contorno de la losa consideradas. En la Figura 2.20 se muestran los valores de γ correspondientes a los casos de losa biempotrada y de losa biapoyada.

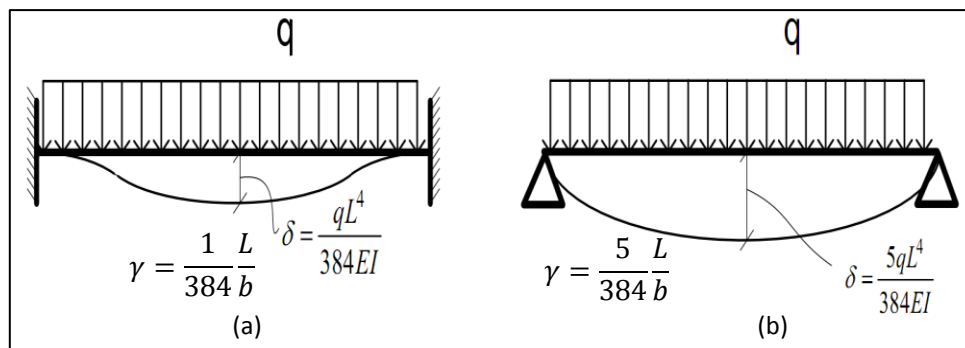


Figura 2.20 Coeficiente γ (a) para losa biempotrada y (b) para losa biapoyada

(Fuente: *Improved simplified method for slab and shore load analysis during construction*, DUAN Y CHEN (1995))

De esta manera, calculados los coeficientes K correspondientes a puntales y losas, se pueden definir los coeficientes de carga entre dos losas consecutivas:

$$\alpha_{21} = \frac{P_2}{P_1} = \frac{K_1}{K_2} + \frac{K_{sh}}{K_2}$$

$$\alpha_{32} = \frac{P_3}{P_2} = \frac{K_2}{K_3} + \frac{K_{sh}}{K_3} \left(1 + \frac{1}{\alpha_{21}}\right)$$

$$\alpha_{43} = \frac{P_4}{P_3} = \frac{K_3}{K_4} + \frac{K_{sh}}{K_4} \left(1 + \frac{1}{\alpha_{32}} + \frac{1}{\alpha_{21}\alpha_{32}}\right)$$

.....

$$\alpha_{n,n-1} = \frac{P_n}{P_{n-1}} = \frac{K_{n-1}}{K_n} + \frac{K_{sh}}{K_n} \left(1 + \frac{1}{\alpha_{n-1,n-2}} + \frac{1}{\alpha_{n-1,n-2}\alpha_{n-2,n-3}} + \dots\right)$$

Además, se sabe que el peso propio P de la losa recién hormigonada se reparte entre las losas inferiores que se encuentran conectados por puntales.

En consecuencia, debe cumplirse que:

$$\sum_{j=1}^n P_j = P$$

Obtenidos todos los ratios de carga entre losas, la carga P_1 soportada por la primera losa se calcula mediante la siguiente expresión general:

$$P_1 = \frac{P}{1 + \alpha_{21} + \alpha_{21}\alpha_{32} + \alpha_{21}\alpha_{32}\alpha_{43} \dots \dots \dots + \alpha_{21}\alpha_{32} \dots \alpha_{n-1,n-2}}$$

Las solicitaciones en el resto de las losas pueden obtenerse mediante esta otra expresión:

$$P_j = \alpha_{j,j-1} P_{j-1} \quad j = 2, 3, \dots, n$$

La operación de la retirada de puntales resulta equivalente a aplicar una serie de fuerzas con la misma magnitud que las fuerzas transmitidas por los puntales retirados, en sentido descendente. Las fórmulas empleadas en el caso de desapuntalado son análogas al hormigonado, pero se debe tener en cuenta que la transmisión de fuerzas se produce en la dirección contraria.

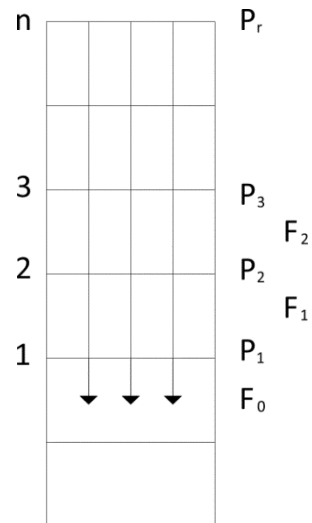


Figura 2.21 Operación de desapuntado en un edificio tipo de hormigón
(Fuente: Improved simplified method for slab and shore load analysis during construction , DUAN Y CHEN (1995))

En consecuencia, en un caso como el presentado en la Figura 2.21, las relaciones entre los incrementos de carga en losas P_j e incrementos de carga en puntales F_j , originados por el desapuntado de la losa inferior, son las siguientes:

$$F_1 = -(P_2 + P_3 + \dots + P_n)$$

$$F_2 = -(P_3 + P_4 + \dots + P_n)$$

.....

$$F_j = -(P_{j+1} + P_{j+2} + \dots + P_n)$$

.....

$$F_{n-1} = -P_n$$

Las ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos empleadas para el cálculo de la distribución de cargas en este caso son similares al caso del hormigonado. Además,

como la carga transmitida por los puntales retirados F_0 se reparte entre las losas superiores, se cumple que:

$$\sum_{j=1}^n P_j = F_0$$

Por lo tanto, el Método Simplificado Mejorado permite calcular los incrementos de carga originados por las operaciones de construcción básicas (hormigonados y desapuntalados) mediante fórmulas matemáticas sencillas.

Para la evaluación del Método Simplificado Mejorado, Duan y Chen compararon sus resultados con los proporcionados por otros modelos desarrollados con anterioridad. Para ello, aplicaron el nuevo modelo al clásico ejemplo propuesto por Liu et al. en 1985.

En la Tabla 2.4 se muestra una comparación entre las cargas en puntales y en losas propuestas por los métodos simplificado, refinado y implificado Mejorado.

		MÉTODO					
Paso	Nivel	Simplificado		Refinado Sin Redistribucion		Simplificado Mejorado	
		Puntales	Losa	Puntales	Losa	Puntales	Losa
1	1	1	0	1	0	1	0
2	2	1	0	1	0	1	0
	1	2	0	1.63	0.37	1.65	0.35
3 y 4	2	0	1	0.38	0.62	0.39	0.61
	1	0	1	0	1.38	0	1.39
5	3	1	0	1	0	1	0
	2	1	1	0.92	1.08	0.97	1.07
	1	1	1	0.34	1.58	0.33	1.59

6	3	0.67	0.33	0.94	0.06	0.95	0.05
6	2	0.33	1.34	0.77	1.17	0.78	1.16
	1	0	1.33	0	1.77	0	1.78
7 y 8	3	0.5	0.5	0.66	0.34	0.66	0.34
	2	0	1.5	0	1.66	0	1.65
	1	0	1	0	1	0	1
9	4	1	0	1	0	1	0
	3	1.17	0.83	1.14	0.86	1.14	0.86
	2	0.34	1.83	0.19	1.95	0.19	1.94
	1	0	1.34	0	1.19	0	1.19
10	4	0.89	0.11	0.97	0.03	0.97	0.03
	3	0.95	0.94	1.06	0.91	1.06	0.91
	2	0	1.95	0	2.06	0	2.05
	1	0	0.80	0	1	0	1

Tabla 2.4 Comparación entre resultados obtenidos mediante distintos métodos analíticos

(Fuente: Improved simplified method for slab and shore load analysis during construction , DUAN Y CHEN (1995))

A partir de esta tabla, Duan y Chen concluyeron que los resultados del Método Simplificado Mejorado se ajustan bien a los propuestos por el modelo refinado. Sin embargo, el método simplificado subestima las solicitaciones en losas debido a la consideración de rigidez infinita de puntales.

Basándose en su estudio, Duan y Chen propusieron una serie de recomendaciones:

1. Para el cálculo de la distribución de cargas muertas durante la construcción del edificio, se debería utilizar el método

simplificado para ratios de rigidez losa-puntal menores que 0,4. En caso contrario, se debería emplear el Método Simplificado Mejorado.

2. Para el cálculo de la distribución de cargas vivas, se debería emplear el método simplificado para ratios de rigidez losa-puntal menores que 0,2. En caso contrario, se debería utilizar el Método Simplificado Mejorado.

2.2.1.7 Método de Fang, Geng, Zhu, y Liu (2001)

En el 2001, Fang propuso un método para el cálculo de cargas durante la construcción de edificios de hormigón de varias plantas. Fang propuso modelos para distintos tipos de conjuntos estructurales como losas planas, el conjunto losa y viga o el conjunto losa plana y muro de cortante.

Fang señala en su trabajo que durante el proceso de curado del hormigón la configuración de la estructura en construcción apenas varía. Sin embargo la rigidez de los elementos estructurales si lo hace de manera significativa. En consecuencia, los autores establecieron que, al aumentar la rigidez de los elementos estructurales de hormigón, los esfuerzos deben ser redistribuidos acordeamente, especialmente en el caso de losas recién hormigonadas.

Los nuevos modelos estructurales propuestos por Fang se encuentran sujetos a las siguientes simplificaciones:

1. La estructura se modela como una estructura bidimensional, suponiendo que las uniones entre losa y puntales son articulaciones.
2. La resistencia y el módulo de elasticidad del hormigón dependen del tiempo transcurrido, de forma que la rigidez de la

losa y otros elementos de hormigón son dependientes del tiempo.

3. La cimentación es infinitamente rígida en comparación con la rigidez a flexión de las losas de hormigón.
4. Se consideran las operaciones de hormigonado, reapuntalamiento. El modelo es incremental, es decir, se tiene en cuenta la acumulación de cargas y desplazamientos.
5. La losa recién hormigonada evoluciona desde no soportar carga hasta resistir parte de su propio peso. Este proceso conduce a una redistribución del peso propio de la losa recién hormigonada proporcional a la rigidez de dicha losa y la estructura temporal bajo de ella.

El procedimiento se basa en expresiones análogas a las empleadas en el método simplificado mejorado, donde las cargas se reparten en función de la relación entre la rigidez de las losas y de la estructura temporal sobre la que se apoyan.

En general, la rigidez de la losa ubicada en el nivel i se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_{slab,i} = \frac{\lambda_i E_{ci} I_i}{L_{slab}^4} \quad i = 1.2.3. \dots n$$

donde:

n =Número de losas interconectadas por puntales.

λ_i =Coeficiente de influencia, que tiene en cuenta las condiciones de contorno de las losas y la naturaleza de las cargas (diferente para cargas puntuales o cargas distribuidas).

E_{ci} =Módulo elástico del hormigón, variable con el tiempo.

I_i =Momento de inercia de la franja de losa considerada.

L_{slab} =Luz de la losa.

La rigidez del sistema de apuntalamiento ubicado en el nivel i se define mediante la expresión:

$$K_{shore,i} = \frac{\rho_i s E_{shore,i} A_{shore,i}}{L_{slab} L_{shore,i}}$$

donde:

s =Número de puntales instalados a lo largo del vano.

P_i =Coeficiente de influencia, que tiene en cuenta las cargas desiguales en los puntales.

$E_{shore,i}$ =Módulo elástico de los puntales.

$A_{shore,i}$ =Sección transversal de los puntales.

L_{slab} =Luz de la losa.

$L_{shore,i}$ =Longitud de los puntales.

Suponiendo que el peso propio de la losa superior es q , que la carga soportada por la losa del nivel i es q_i , y que el desplazamiento de esta losa es Δ_i , entonces:

$$\Delta_i = \frac{q_i}{K_{slab,i}}$$

$$\Delta_{i+1} - \Delta_i = \sum_{j=1}^i \frac{q_j}{K_{shore,j}}$$

$$\sum_{i=1}^n q_i = q$$

Por lo que se cumple que:

$$y \quad \Delta_1 = \frac{q_1}{K_{slab,1}} \quad \Delta_2 = \frac{q_2}{K_{slab,2}} \quad \Delta_2 - \Delta_1 = \frac{q_1}{K_{shore,1}}$$

$$q_2 = q_1 \left(\frac{K_{slab,2}}{K_{slab,1}} + \frac{K_{slab,2}}{K_{shore,1}} \right) = m_{2,1} \times q_1$$

El coeficiente $m_{i,zxcx1}$ representa la relación entre la carga soportada por la losa del nivel i y la soportada por la primer losa. Además, se definen las relaciones de rigidez entre dos losas y entre losa-puntal como:

$$v_{i,j} = \frac{K_{slab,i}}{K_{slab,j}} \qquad u_{i,j} = \frac{K_{slab,i}}{K_{shore,j}}$$

Por lo que la carga soportada por la losa del tercer nivel será:

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 \left(\frac{K_{slab,3}}{K_{slab,2}} + \frac{K_{slab,3}}{K_{shore,2}} \right) + q_1 \frac{K_{slab,3}}{K_{shore,2}} = \\ &= m_{2,1} \times q_1 (v_{3,2} + u_{3,2}) + u_{3,2} \times q_1 = m_{3,1} \times q_1 \end{aligned}$$

Por lo tanto, la carga soportada por la losa ubicada en el nivel i se puede expresar de la siguiente forma:

$$q_i = m_{i,1} \times q_1$$

$$m_{i,1} = m_{i-1,1} \times v_{i,i-1} + u_{i,i-1} \sum_{j=1}^{i-1} m_{j,1} \qquad i = 2,3, \dots, \dots, n$$

$$q_i = q \frac{m_{i,1}}{\sum_{j=1}^n m_{j,1}} \qquad i = 2,3, \dots, \dots, n$$

Si se considera que el peso propio de la losa superior es unitario, es decir, $q=1$, entonces q_i es el coeficiente de redistribución de la losa recién hormigonada.

		MÉTODO					
Paso	Nivel	Simplif.	Refin.	Moss Y Chen	Simplif. Mej.	Simp. Modif.	Fang
1	1	0	0	0	0	0	0
2	1	0	0.37	0.86	0.35	0	0.38
	2	0	0	0	0	0	0
3,4	1	1	1.38	1.07	1.39	1.07	1.33
	2	1	0.62	0.97	0.61	0.93	0.67
5	1	1	1.58	1.32	1.59	1.07	1.51
	2	1	1.08	1.41	1.07	0.93	1.1
	3	0	0	0	0	0	
6	1	1.33	1.77	1.27	1.78	1.43	1.66
	2	1.34	1.17	1.31	1.16	1.27	1.14
	3	0.33	0.06	0.51	0.05	0.3	0.2
7,8	1	1	1	1	1	1	1
	2	1.5	1.66	1.47	1.65	1.5	1.56
	3	0.5	0.36	0.59	0.34	0.5	0.44
9	1	1.34	1.19	1.22	1.19	1.36	1.2
	2	1.83	1.95	1.8	1.94	1.84	1.86
	3	0.83	0.86	1.1	0.86	0.8	0.93
	4	0	0	0	0	0	0
10	1	1	1	1	1	1	1
	2	1.95	2.06	1.63	2.05	1.86	1.86
	3	0.94	0.91	0.91	0.91	0.84	0.84
	4	0.11	0.03	0.51	0.03	0.3	0.3

Tabla 2.5 Comparación de resultados por distintos metodos teoricos según Fang,Geng, Zhu y Liu.

(Fuente: Floor load distribution in reinforced concrete building during construction, FANG, GENG, CHU Y CHEN (2001))

Según este método, para estructuras con losas planas se debería seleccionar un tramo de losa de 1 m de anchura entre dos o varias columnas, con puntales y columnas bajo el, formando una estructura bidimensional monovano o multivano. Para estructuras formadas por vigas y losas se debería seleccionar un tramo de losa de 1 m de anchura entre dos o varios puntos ubicados en la mitad de la luz de las vigas, con puntales y columnas bajo el, formando una estructura plana de uno o varios vanos de vigas y losas. Por último, en el caso de estructuras con losas planas y muros de cortante se debería seleccionar un tramo de losa de 1 m de anchura entre dos o varios puntos centrales en muros con puntales y columnas bajo el, formando una estructura bidimensional monovano o multivano de vigas y losas.

El método de Fang, Geng, Zhu, y Liu compara sus resultados con los resultados obtenidos con otros métodos existentes. Para ello, emplearon el ejemplo propuesto por Liu, Chen y Bowman en 1985.

A partir de la Tabla 2.3 Fang, Geng, Zhu, y Liu concluyeron que los resultados de su método se ajustan bien a los obtenidos con el método de Mossalam y Chen y el método simplificado modificado. Esto se debe a que estos tres modelos consideran el concepto de redistribución durante el curado del hormigón.

Sin embargo, tras un nuevo análisis, los autores de este método señalaron que el método de Mossallam y Chen y el método simplificado modificado no estiman adecuadamente las solicitaciones máximas en losas para un ciclo constructivo de tres plantas apuntaladas.

2.2.2 Acciones presentes en las etapas de construcción.

2.2.2.1 Cargas verticales o gravitatorias

Las cargas gravitatorias de construcción suelen dividirse en cargas muertas y cargas vivas. Las cargas muertas incluyen el peso propio del hormigón y el peso del apuntalamiento. Las cargas vivas incluyen las sobrecargas de construcción debidas al peso de los operarios, al almacenamiento del material, a los impactos producidos en el vertido del hormigón y el peso de los equipos empleados durante este vertido.

Las acciones verticales respecto al peso propio de los materiales son de fácil aproximación. Los materiales, además del hormigón armado, son la madera y el hormigón pretensado. Los pesos específicos de estos materiales son aproximadamente:

Hormigón armado: 2400 [Kg/m³]

Pino: 450 [Kg/m³]

En cuanto a las otras cargas verticales (peso de los trabajadores, equipos, materiales, basureros, impacto producido por el lanzamiento o colocación del hormigón, etc.) la norma Bolivia CBH-87 no proporciona información sobre las cargas que deben considerarse durante la ejecución de un edificio de hormigón de varias plantas. Sin embargo existen otras normativas y otros códigos que brindan información sobre estas cargas.

Los documentos que han sido analizados en el presente trabajo son:

- Normativa europea: Se estudian la norma española EN 12812 (2004): “Cimbras. Requisitos de comportamiento y diseño general” la norma alemana DIN 4421 (1982): “Cimbras, calculo, diseño y construcción”, la British Standard BS 5975 (1982): “Código para los procedimientos de trabajos temporales y el diseño a tensión admisible de cimbras” Y también se estudian las recomendaciones dadas por la entidad española INTEMAC (Calavera

(1988)), esta institución es muy conocida en España y sus métodos son bastante aceptados.

- Normativa argentina: Dentro de los documentos vigente en Argentina, se analiza la normativa CIRSOC 108 (2005): “Reglamento argentino de cargas de diseño para estructuras durante su construcción”.
- Normativa americana: Entre las normativas analizadas que están vigentes en EEUU, se encuentra el código por la ACI Committe 347 (1988): “Guía de Encofrados para hormigón”.

INTEMAC supone que el peso de los puntales y del encofrado por m^2 es del orden del 10% del peso propio de la losa. En lo que se refiere a las cargas vivas, INTEMAC adopta el criterio expuesto por Hurd (1979), considerando una sobrecarga de construcción igual a g/n , donde g es el peso propio de la losa de hormigón y n es en número de plantas apuntaladas y/o reapuntaladas.

Prácticamente todos los códigos y documentos estudiados proponen valores similares para las cargas permanentes, las cuales pueden estimarse con una precisión razonable. Por lo general, se propone un valor de la densidad del hormigón armado entre 24 y 25 kN/m^3 . Sin embargo, los valores propuestos para las cargas vivas o sobrecargas de construcción difieren mucho de una normativa a otra. En la siguiente tabla se incluye los valores proporcionados por cada normativa estudiada en el presente trabajo:

NORMATIVA	CARGA VIVA [kN/m ²]
INTEMAC	g/n
DIN 4421	$1.5 \leq 0.2g \leq 5$
EN 12812	$1.5 \leq 0.75 + 0.1g \leq 2.5$

BS 5975	1.5
ACI 347	3.58
CIRSOC 108	Ver Tabla 2.8

Tabla 2.6 Cargas vivas en la etapa constructiva propuestas por los códigos estudiados

(Fuente: Elaboración Propia)

En la Tabla 2.6 se puede observar que la normativa europea y la alemana proponen una sobrecarga de construcción que depende del peso propio de la losa de hormigón, siendo el valor mínimo de 1.5 kN/m². En el caso de la norma europea EN 12812, esta sobrecarga se deberá considerar en la planta que se está hormigonando, mientras que en las plantas inferiores debe considerarse una carga viva de construcción de 0.75 kN/m². La British Standard propone una sobrecarga fija de 1.5 kN/ m² a considerar en todas las áreas de trabajo.

En EEUU, el valor considerado tradicionalmente para las cargas vivas del proceso constructivo ha sido 3.58 kN/m², tal y como señalaron Peurifoy y Oberlender (1964) en su trabajo. De hecho, el código ACI señala que los elementos de apeo deben diseñarse para unas cargas vivas de este valor en caso de que se empleen equipos motorizados durante el hormigonado, y de 2,39 kN/m² en el caso de no emplearse estos equipos. En este sentido, Lee et al. (1992) estudiaron detalladamente las cargas vivas producidas por la utilización de estos equipos motorizados, y propusieron un valor más real de 4,06 kN/m².

Para tener un conocimiento más exacto de su magnitud, algunos autores han realizado medidas experimentales de estas sobrecargas de construcción en distintas obras. Por ejemplo, Huang (1995) realizó mediciones de cargas muertas y vivas durante el hormigonado en 20 obras distintas de Taiwan. Estas medidas probablemente no sirven de referencia en otros países, pero la metodología descrita puede ser útil para el

desarrollo de nuevas guías de diseño. Análogamente, Ayoub y Karshenas (1994) también midieron sobrecargas de construcción en 24 edificios distintos en EEUU.

Uno de los principales fenómenos que se observaron en los trabajos realizados en obra fue la alta variabilidad de las sobrecargas de construcción. Por este motivo, muchos autores optaron por definir las estadísticamente. A pesar de que no sean tan variables como las cargas vivas de construcción, Galambos et al. (1982) propusieron un modelo estadístico para estimar las sobrecargas de uso para el estado de servicio de un edificio. En su trabajo, Galambos et al., basándose en las numerosas mediciones efectuadas, establecieron que las sobrecargas de uso se distribuyen según una distribución Extrema Tipo I.

Años más tarde, y a pesar de disponer de pocos datos experimentales, diversos autores empezaron a estimar las sobrecargas de construcción mediante herramientas estadísticas. En su trabajo, Liu y Chen (1987) indicaron que las cargas permanentes de construcción se distribuyen según una distribución normal, y las cargas variables o vivas de construcción según una distribución exponencial. Posteriormente, Lee et al. (1990) propusieron una distribución Extrema Tipo I para las sobrecargas de construcción.

En trabajos más recientes se ha supuesto que estas sobrecargas de construcción siguen la distribución de Weibull. Basándose en medidas efectuadas en obra, Karshenas y Ayoub (1994) propusieron un modelo probabilista para la estimación de las cargas vivas de construcción. Este modelo consiste en hallar una carga uniformemente distribuida (EUDL) que origina unos esfuerzos equivalentes a los producidos por las sobrecargas de construcción. En el modelo se asume que esta EUDL se distribuye según la distribución de Weibull, con un valor medio de 0.3 kN/m². La desviación estándar de la EUDL varía en función del área de influencia de la carga, de forma que disminuye a medida que aumenta el área.

El-Shahhat et al. (1994) también asumieron que las cargas vivas de construcción siguen una distribución de Weibull.

El reglamento argentino CIRSOC-108 “Cargas De Diseño Para Estructuras Durante Su Construcción” CIRSOC-108, presenta un estudio completo e interesante sobre las cargas que actúan durante el proceso constructivo de edificios, que no es más que una fiel copia de la publicación “Design Load on Structures During Construction” elaborada por la American Society of Civil Engineers (ASCE).

Este reglamento presenta la siguiente tabla con cargas concentradas mínimas debida al personal y al equipo:

Acción	Carga mínima [kN]	Área de aplicación de carga[mm x mm]
Cada persona	1	300 x 300
Rueda de vehículo movido manualmente	2.25	Carga dividida por la presión del neumático
Rueda de equipo motorizado	9	Carga dividida por la presión del neumático

Tabla 2.7 Cargas concentradas mínimas debidas al personal y equipamiento

(Fuente: Design Load on Structures During Construction, ASCE (2002))

La ASCE indica que se deben utilizar cargas reales cuando sean mayores que las especificadas en en la tabla 2.7. Cuando la rueda del vehículo tanto movido manualmente como del equipo motorizado sea de goma dura, se debe distribuir la carga sobre un área de 25 mm por el ancho de la cubierta.

Según esta normativa las fuerzas originadas por el montaje (alineación, ajuste, arrostramiento, atirantamiento, etc) se deben considerar en el proyecto estructural.

La ASCE define a las superficies de trabajo como los pisos, cubierta o plataformas estructurales parcialmente construidas o temporarias que están, o se supone que estarán sujetas a cargas de construcción durante su proceso constructivo. A continuación se presenta una tabla donde se refiere a las clases de superficies de trabajo para cargas combinadas uniformemente distribuidas:

Clases de operación en la construcción	Carga uniformemente distribuida [kN/m²]
Trabajo muy liviano Personal espaciado con herramientas de mano, muy poca cantidad de materiales de construcción.	1
Trabajo liviano Personal espaciado, equipo operado manualmente, materiales espaciados. Para construcción liviana.	1.2
Trabajo medio Concentración de personas y materiales. Para construcción promedio.	2.4
Trabajo pesado Colocación de materiales con cargadoras motorizadas. Para construcción pesada.	3.6

Tabla 2.8 Clases de superficies de trabajo para cargas combinadas uniformemente distribuidas.

(Fuente: Design Load on Structures During Construction, ASCE (2002))

Este reglamento recomienda que las superficies de trabajo diseñadas para cargas uniformes superpuestas iguales o menores a 1.2 kN/m^2 , se deben evaluar para determinar tanto su capacidad para soportar dichas cargas como el número y ubicación de las personas que pueden soportar. Estas áreas de trabajo se deben restringir según el criterio que resulte más favorable.

En resumen, en los distintos códigos y artículos mencionados se proponen valores muy diferentes para la estimación de las cargas de construcción debido a su naturaleza altamente variable. Por lo tanto, parece razonable que algunos autores hayan sugerido el empleo de modelos probabilistas para estimarlos, con coeficientes de variación elevados que representen correctamente su alta variabilidad. Sin embargo, en estos casos resulta mucho más complejo realizar el cálculo de la estructura, por lo que los códigos estudiados dan valores determinados que sean suficientemente conservadores.

2.2.2.2 Cargas horizontales

Las cargas horizontales en la etapa de construcción pueden ser originadas principalmente por el viento, por los elementos de apoyo inclinado, por el impacto del hormigón durante su vertido o por la acción de marcha y frenado de los equipos de hormigonado.

El código ACI 347 obliga a considerar unas cargas horizontales no menores a 1.5 KN/m o al 2% de la carga muerta total, distribuidas de forma lineal sobre el borde de la losa. En este valor se incluyen todas las acciones que originan cargas laterales.

En el presente estudio se tomó como única carga horizontal la carga proveniente del viento.

2.2.3 Selección del proceso constructivo

El proceso constructivo es la base del proyecto, ya que gracias a él podemos llevar un orden total de cada una de las actividades que deben realizarse. Es importante conocer los procesos de cada uno de los diferentes elementos que conforma la obra para detectar con facilidad alguna anomalía así como para hacer una buena supervisión y hacer que la edificación funcione de la mejor manera. El proceso constructivo seleccionado para la ejecución de una estructura será válido si todos los elementos del edificio de hormigón son capaces de resistir los esfuerzos a los que se ven sometidos durante las diferentes etapas de su construcción.

Una vez se ha diseñado la estructura de hormigón, debe buscarse un proceso constructivo seguro y lo más económico posible. La norma boliviana del hormigón CBH-87 indica que este proceso constructivo deberá estar indicado en el proyecto y que se deberán adoptar las medidas necesarias para conseguir que las disposiciones constructivas y los procesos de ejecución, se ajusten en todo, a lo indicado en el proyecto.

La norma boliviana también indica que durante la ejecución, habrá que tener en cuenta la posibilidad de que se modifiquen, con respecto a lo previsto, los datos geométricos de los elementos que se construyen, por un defecto de ejecución. En la mayoría de los casos, estas variaciones son pequeñas y resultan despreciables en comparación con las asociadas a las acciones o a las propiedades del material.

Las bases para diseñar un edificio de hormigón bajo unas determinadas condiciones de servicio están perfectamente establecidas. La normativa de cada país proporciona las pautas a seguir en el diseño, con coeficientes de seguridad adecuados a las condiciones de trabajo y ambientales correspondientes.

Sin embargo, no sucede lo mismo con la fase constructiva, donde su diseño depende en gran medida de la experiencia de la dirección de obra. Esta tendencia ha empezado a cambiar en los últimos años, con la publicación de guías y códigos de diseño que ayudan a optimizar el procedimiento constructivo.

Durante la ejecución de un edificio de hormigón de varias plantas existen varios factores que afectan a la distribución de cargas entre losas y el sistema de apuntalamiento.

Por lo general, estos factores pueden dividirse en tres categorías:

- Decisiones tomadas por el diseñador del edificio, en el que se incluyen la resistencia a compresión del hormigón, el tipo de hormigón, las dimensiones del edificio.
- Parámetros del procedimiento constructivo como el ritmo constructivo, el número de plantas apuntaladas y reapuntaladas, método utilizado para la distribución de cargas o el método de hormigonado.
- Condiciones ambientales como la temperatura ambiente, la humedad relativa o las condiciones de viento.

Los factores de la primera categoría son función de las condiciones de servicio establecidas en el proyecto, mientras que los factores del tercer grupo dependen exclusivamente de la naturaleza.

En caso de que el procedimiento constructivo seleccionado no sea seguro, la dirección de obra puede actuar únicamente sobre los factores del segundo grupo. El número de plantas apuntaladas y reapuntaladas también tendrá que ver con la economía, pues el número de plantas apuntaladas será condicionado por el juego de puntales que tengamos a disposición.

2.2.3.1 Ciclo constructivo

Cuando las solicitaciones originadas en la fase constructiva son excesivas, una de las opciones consiste en modificar el ciclo o esquema constructivo. El ciclo constructivo seleccionado tiene una gran influencia sobre la distribución de cargas en la estructura.

2.2.3.1.1 Tipos de operaciones constructivas

Durante la ejecución de un edificio de hormigón armado de varias plantas, una losa puede encontrarse en las siguientes situaciones:

- Apuntalado + encofrado: Estado que corresponde al tiempo anterior al fraguado del hormigón. El hormigón se vierte sobre el encofrado, y dicho encofrado no se retira hasta que el hormigón haya fraguado. El encofrado a su vez se encuentra apeado sobre el apuntalamiento.
- Apuntalado: Recuperado el encofrado, la planta hormigonada se mantiene apuntalada hasta que pasen un número de días. En esta situación el hormigón aún no es lo suficientemente resistente.
- Desapuntalado total: Fase de recuperación de los puntales para volver a hacer uso de ellos en la planta superior. Esta recuperación se realiza a los j días tras el hormigonado, una vez el hormigón haya desarrollado una resistencia suficiente.
- Reapuntalado: La técnica del reapuntalado, consiste en retirar el apeo de toda una planta permitiendo así la deformación de la losa o placa por su propio peso y, a continuación, colocar de nuevo el apeo. Mediante el empleo de esta técnica se reducen considerablemente las sollicitaciones en el apuntalamiento, por lo que hay casos en los que por transmisión de cargas puede ser muy interesante. Sin embargo, este proceso es muy atípico en Bolivia.
- Desapuntalado parcial: El desapuntalado parcial o clareado consiste en la retirada de una parte de los puntales en una fase anterior al desapuntalado total. Se suele emplear cuando se necesitan puntales para el apeo de la planta superior, pero la losa inferior aún no es capaz de resistir los esfuerzos que supondría su desapuntalado total. El desapuntalado parcial puede realizarse de distintas maneras en función del porcentaje de puntales a eliminar y del número de veces que se accede al puntal para su aligeramiento.
- Preapuntalado: El preapuntalado podría definirse como un apuntalado controlado. En esta operación se retiran parte de los puntales dejando el resto en su sitio, situación en la que la losa empieza a trabajar y se deforma. Una vez deformada la losa en esta fase inicial, los puntales retirados se vuelven a colocar en su sitio y se procede a la retirada del resto de puntales de la planta. Finalmente, deformada nuevamente la losa, los puntales retirados en esta

última fase vuelven a colocarse en su sitio. Con el preapuntalado se consigue que la losa joven no tenga que resistir todo su propio peso, como ocurre en el caso del reapuntalado. Sin embargo, los puntales en esta fase de obra están más cargados que en el reapuntalado.

Combinando este tipo de operaciones se selecciona un ciclo constructivo que proporcione una adecuada transmisión de cargas entre forjados y puntales.

En Bolivia, los dos ciclos más habituales en obra son el de una, dos y tres plantas apuntaladas, dependiendo del número de juegos de puntales que disponga el constructor. En la actualidad resulta infrecuente la utilización de técnicas de reapuntalado o preapuntalado. En cambio, el clareado sí se encuentra más extendido.

2.2.3.1.2 Influencia del ciclo constructivo sobre la transmisión de cargas

El uso de ciclos constructivos conduce a unas distribuciones de cargas en losas y puntales muy variables. Como se vio en el método simplificado de Grundy y Kabaila (1963) presenta una distribución de cargas en función del esquema constructivo seleccionado. Esta variación la podemos observar en las figuras 2.4, 2.5 y 2.6 donde se pueden encontrar distribuciones para el caso de dos plantas apuntaladas, tres plantas apuntaladas y dos plantas apuntaladas y una reapuntalada respectivamente. Observando estas figuras podemos observar que las distribuciones obtenidas son muy diferentes dependiendo del ciclo.

Liu et al. (1989) estudiaron más detalladamente la influencia del número de plantas apuntaladas y reapuntaladas sobre la distribución de cargas. Basándose en el método simplificado propusieron ecuaciones para calcular las cargas máximas posibles en el apuntalamiento y en el reapuntalamiento. La carga máxima en puntales se la puede obtener con la siguiente ecuación:

$$Max(PS) = FC + (D + FA) \times M$$

Dónde:

PS: Carga en el puntal.

FC: Sobrecarga de construcción.

D: Peso propio de la losa.

FA: Peso de la cimbra de una planta.

M: Número de plantas apuntaladas.

Liu et al. consideraron un valor de la sobrecarga de ejecución de $0.5D$ y que el peso propio de la cimbra vale $0.1D$. Así la ecuación anterior queda de la siguiente manera:

$$Max(PS) = (0.5 + 1.1 M) D$$

También estos autores definieron otra expresión para el cálculo de esfuerzos máximos en el reapuntalamiento:

$$Max(PR) = FC + D + FA + FB \times N \times D$$

Dónde:

PR: Carga en el reapuntalamiento.

FC: Sobrecarga de construcción.

D: Peso propio de la losa.

FA: Peso de la cimbra de una planta.

FB: Peso de la cimbra de reapuntalado de una planta.

N: Número de plantas reapuntaladas.

Considerando los mismos valores que en el caso anterior y que el peso propio de la cimbra correspondiente al reapuntalado vale $0.1D$, la ecuación anterior queda de la siguiente manera:

$$Max(PR) = (1.6 + 0.1 N) D$$

En la figura 2.22 se puede observar la variación de las cargas máximas en el apeo en función del número de plantas apuntaladas y en la figura 2.23 la variación de cargas máximas en el apeo en función del número de plantas reapuntaladas.

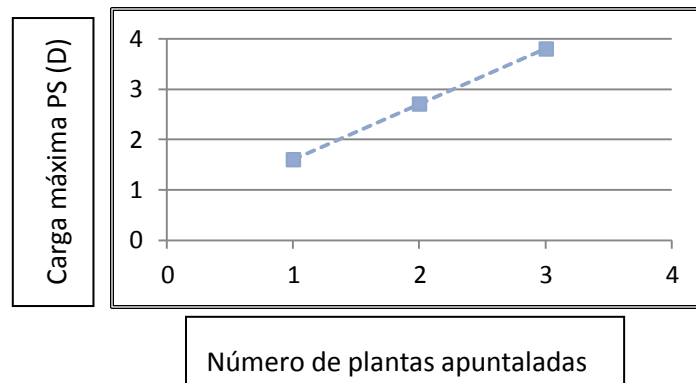


Fig. 2.22 Carga máxima en el apeo en función del número de plantas apuntaladas.

(Fuente: Elaboración Propia)

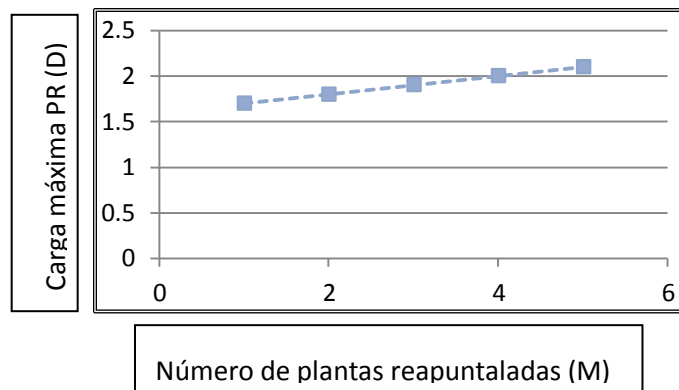


Fig. 2.23 Carga máxima en el apeo en función del número de plantas reapuntaladas.

(Fuente: Elaboración Propia)

Liu et al. también estudiaron la influencia que tiene el número de plantas apuntaladas y reapuntaladas sobre los esfuerzos máximos en losas. En la tabla 2.9 se muestran los resultados para distintas combinaciones de M y N.

M	N					
	0	1	2	3	4	5
1	2.60	1.90	1.73	1.69	1.66	1.64
2	2.65	2.11	1.98	1.81	1.77	1.69
3	2.72	2.39	2.22	2.06	1.99	1.91

Tabla 2.9 Carga máxima en losas para distintas combinaciones de M y N.

(Fuente: Construction loads on supporting floors, LIU, CHEN Y BOWMAN (1985))

Observando esta tabla podemos decir que la carga máxima en la losa disminuye al aumentar el número de plantas reapuntaladas. Esto es debido a que al tener más plantas con puntales la carga correspondiente a la planta recién hormigonada se distribuye entre un número mayor de losas.

Stivaros y Halvorsen (1990), apoyándose en su EFM y en el ejemplo clásico de Liu et al., también estudiaron la influencia que tiene el ciclo constructivo. En las figuras 2.24 y 2.25 se muestra gráficamente el efecto de modificar el número de plantas apuntaladas y reapuntaladas sobre la carga máxima de la losa.

Stivaros y Halvorsen concluyeron que la carga máxima en la losa disminuye, a un ritmo decreciente, a medida que se incrementa el número de plantas reapuntaladas. El reapuntalamiento resulta efectivo hasta un número de plantas limitado. Por ejemplo, para la configuración de una planta apuntalada el reapuntalamiento es efectivo hasta tres niveles y únicamente hasta dos niveles para dos plantas apuntaladas.

Al igual que Liu et al., Stivaros y Halvorsen observaron que la carga máxima en losas aumenta con el número de plantas apuntaladas. Sin embargo, la losa que soporta esta carga máxima tiene más edad, por lo que la situación no resulta necesariamente más crítica. Observando la figura 2.24, la carga máxima en la losa en todas las combinaciones de plantas reapuntaladas estudiadas convergen a medida que el número de plantas apuntaladas aumenta.

Entonces podemos decir que el incremento del número de plantas reapuntaladas resulta eficaz hasta un límite.

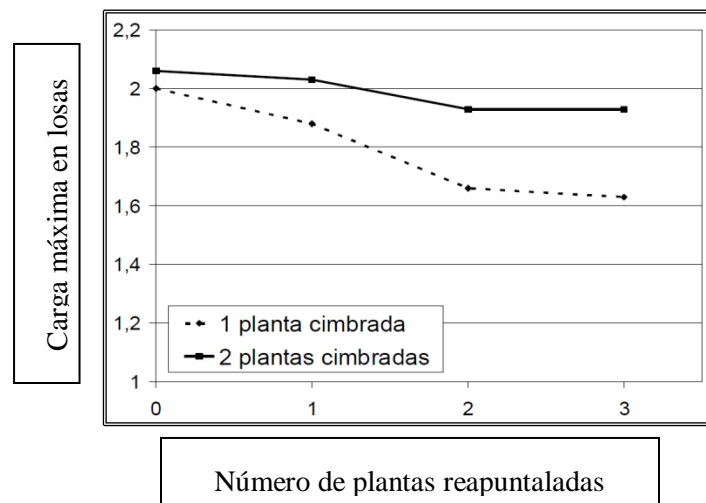


Fig. 2.24 Influencia del número de plantas reapuntaladas sobre la carga máxima en una losa, según EFM

(Fuente: Equivalent frame analysis of concrete buildings during construction, STIVAROS Y HALVORSEN (1991))

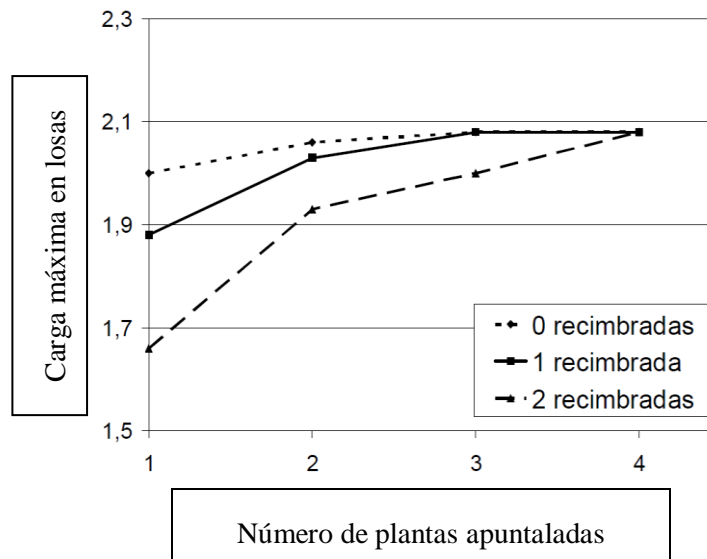


Fig. 2.25 Influencia del número de plantas apuntaladas sobre la carga máxima en una losa, según EFM

(Fuente: Equivalent frame analysis of concrete buildings during construction, STIVAROS Y HALVORSEN (1991))

Inicialmente, debe comprobarse si la construcción puede realizarse únicamente con el apuntalado de plantas sucesivas. Si las cargas de en losas originadas no exceden sus capacidades resistentes, entonces el proceso constructivo resulta seguro y no hay problemas. En cambio, si las cargas en las losas son excesivas, se deberá proceder al reapuntalamiento de plantas para disminuir dichas cargas.

El reapuntalamiento es una tarea laboriosa, resultando menos económico que construir únicamente con plantas apuntaladas. Además, un mayor número de plantas reapuntaladas conduce a la necesidad de un número más elevado de juegos de cimbras. Por todo ello, la clave se encuentra en establecer un equilibrio entre el costo y la seguridad de la obra.

2.2.3.2 Ritmo constructivo: Determinación del plazo de desapuntalado

Cuando el proceso constructivo no se lo puede cambiar, y no es seguro, existe la opción de variar el ritmo constructivo. El ritmo constructivo óptimo está directamente relacionado con la determinación de los plazos de desapuntalado, es decir plazos a los cuales se puede realizar dicha operación.

Grundy y Kabaila señalan que la modificación de los plazos de ejecución no conduce, aparentemente a grandes cambios en la distribución de cargas. Señalaron que el efecto de la evolución de la rigidez del hormigón resulta despreciable en la transmisión de cargas entre losas parcialmente endurecidas.

Esto se debe a que la variación del módulo elástico E_c del hormigón presenta un crecimiento muy rápido a edades cortas. Tal y como puede observarse en la figura 2.26, un hormigón con cemento de endurecimiento normal ya ha desarrollado aproximadamente el 85% de su módulo elástico característico cuando transcurre una semana, mientras que el porcentaje de resistencia a compresión desarrollado en este periodo es aproximadamente del 60%.

La variación del plazo de desapuntalado afectará principalmente a la capacidad resistente del forjado. Si el esquema constructivo seleccionado conduce a solicitaciones en forjados mayores que sus capacidades resistentes a los 28 días, en ese caso deberán tomarse medidas como el cambio de número de plantas apuntaladas y reapuntaladas para obtener una distribución de cargas nueva. Sin embargo si las solicitaciones son menores que la resistencia del forjado a los 28 días, en tal caso será suficiente con ajustar el tiempo de desapuntalado.

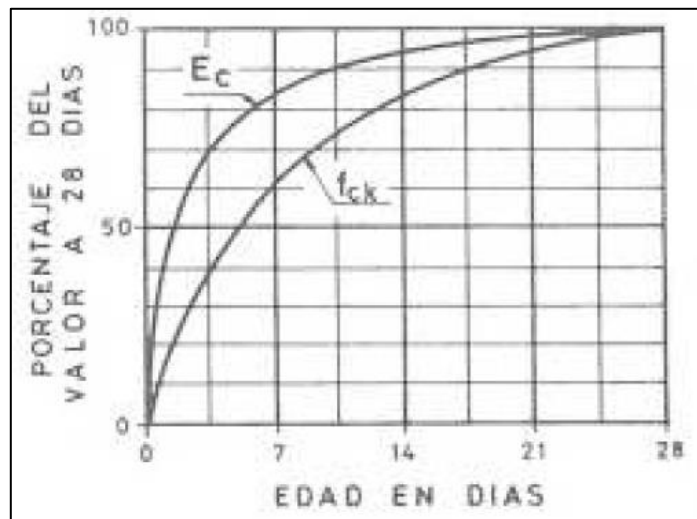


Fig. 2.26 Evolución del E_c en el tiempo

(Fuente: Criterios para le descimbrado de estructuras de hormigón, CALAVERA (1991))

2.2.3.2.1 Plazos de desapuntamiento según CBH-87

La norma boliviana recomienda que en ocasiones, conviene medir flechas durante el desapuntado de ciertos elementos, como índice para decidir si se debe o no continuar la operación e incluso si conviene o no disponer la realización de pruebas de carga a la estructura. Según la norma CBH-87 también se debe exigir efectuar el desapuntado con un programa previo debidamente estudiado con el fin de evitar que la estructura quede sometida aunque sea temporalmente durante el proceso de ejecución a tensiones no previstas en el proyecto que pueden resultar perjudicial.

Para condiciones atmosféricas favorables (temperatura mínima superior a 5°C) y cuando se utilicen los procedimientos normales de encofrado, se recomienda respetar los plazos mínimos de desencofrado que, a título puramente orientativo, se indica en la siguiente tabla:

Tipo de Hormigón	Tableros de vigas y encofrado de muros y pilares	Encofrados de Losas	Apuntalamiento de vigas y losas de gran luz
Hasta			
H25	4 días	10 días	28 días
H35	3 días	8 días	20 días
H45	2 días	5 días	10 días
H55	1 día	3 días	6 días

Tabla 2.10 Plazos mínimos de desencofrado

(Fuente: Norma CBH-87)

La norma también indica que para el caso de luces y dimensiones considerables, deberán duplicarse los plazos indicados.

Sobre los puntales de seguridad indica que deberán mantenerse durante un plazo prudencial después del desencofrado. Como simple orientación indica que estos plazos puede tomarse igual por lo menos a:

- Para hormigones tipo H25 o inferior.....14 días.
- Para hormigones del tipo H35.....8 días.
- Para hormigones del tipo H45 o superior...6 días.

En general deberán desencofrarse los pilares antes que las vigas y estas antes que las losas. Finalmente la norma boliviana indica que pueden adoptarse los plazos de desencofrado o desapuntalamiento deducidos de la siguiente fórmula:

$$j = \frac{400}{\left(\frac{Q}{G} + 0.5\right) \times (T + 10)}$$

Dónde:

j= Número de días.

T= Temperatura media de las máximas y mínimas diarias durante los j días [°C].

G= Carga que actúa sobre elemento al desapuntalar
(incluido peso propio)

Q= Carga que actuara posteriormente.

Esta fórmula es solo aplicable a hormigones fabricados con cemento Portland y en el supuesto de que su endurecimiento se haya llevado a cabo en condiciones normales.

2.2.3.2.2 Plazos de desapuntamiento según EHE (1998)

La norma española del hormigón también utiliza la misma ecuación que la norma Boliviana para calcular un plazo mínimo de descimbrado orientativo e indica que cuando no se disponga de datos suficientes, y en el caso de haber utilizado cemento de endurecimiento normal, pueden tomarse como referencia los periodos mínimos de desencofrado o desapuntado para elementos de hormigón armado que figuran en la tabla 2.11, incluida en la EHE.

T superficial Hormigón(°C)	≥24	16	8	2
Encofrado vertical	9 horas	12 horas	18 horas	30 horas
Losas				
Fondos de encofrado	2 días	3 días	5 días	8 días
Puntales	7 días	9 días	13 días	20 días
Vigas				
Fondos de encofrado	7 días	9 días	13 días	20 días
Puntales	10 días	13 días	18 días	28 días

Tabla 2.11 Plazos mínimos de desencofrado y descimbrado

(Fuente: Norma EHE(1998))

Si se aplican los valores recomendados en la tabla para encofrados verticales, la EHE indica que inmediatamente después del desencofrado deberá procederse a la aplicación de las medidas necesarias para garantizar un adecuado curado y protección del hormigón.

Así mismo, si se producen heladas durante el endurecimiento del hormigón, deberán incrementarse los valores de la tabla convenientemente.

2.2.3.2.3 Plazos de desapuntamiento según INTEMAC (2006)

2.2.3.2.3.1 Acciones durante el descimbrado

Según INTEMAC, las acciones que hay que tener en cuenta en el descimbrado son el peso propio, las cargas variables de viento y las sobrecargas de ejecución. Para las sobrecargas de ejecución en el caso del apuntalado de plantas sucesivas, INTEMAC adopta el valor de g/n . Para las acciones de viento o nieve deben considerarse sus valores habituales siempre que sea razonable su actuación.

2.2.3.2.3.2 Hipótesis de cálculo

En el caso de estructuras de edificación, se adoptan las combinaciones de acciones propuestas en la EHE. Se definen dos situaciones:

- Una acción variable: $\gamma_G \times G + \gamma_Q \times q$
- Dos o más acciones variables: $\gamma_G \times G + 0.9 \gamma_Q \sum_j Q_j$

Los valores de los coeficientes de mayoración γ_G y γ_Q dependen de la comprobación del tipo de estado límite que se esté realizando. En el caso del estado límite último, el cálculo puede simplificarse adoptándose el mismo valor para los coeficientes parciales de seguridad correspondientes a cargas permanentes y variables. INTEMAC recomienda no tomar valores inferiores a 1.25 cuando el efecto es desfavorable.

2.2.3.2.3.3 Condiciones de descimbrado

El criterio para determinar cuándo se puede descimbrar una estructura pasa por comprobar si en ese momento, y con los esfuerzos actuantes calculados para la operación, el edificio es suficientemente seguro. INTEMAC suele expresar las

acciones en el descimbrado mediante un porcentaje α con respecto a las acciones de cálculo, de tal manera que ese sería el grado de resistencia necesario del elemento para poder ser descimbrado. Un valor de α superior a 1 quiere decir que en el proceso de construcción las cargas van a ser superiores a las cargas que se presentarán en servicio durante la vida del edificio. En ese caso, debería de modificarse el ciclo constructivo para disminuir las cargas máximas de losa.

Además, INTEMAC recomienda no descimbrar ni desencofrar con resistencias inferiores a 2 Mpa para evitar daños por helada o por condiciones de durabilidad. Por condiciones estéticas, si el paramento de hormigón tiene una finalidad concreta en este sentido, no debe descimbrarse con resistencias inferiores a los 10 Mpa.

Según lo indicado en el capítulo correspondiente a la verificación de forjados, INTEMAC señala que la resistencia crítica desde el punto de vista del descimbrado es la de tracción, adherencia y rasante (véase Tabla 2.15), toda vez que la resistencia a compresión pura sólo interviene en el caso de los pilares, los cuales no condicionan el descimbrado.

Por lo tanto, para una carga porcentual en el momento del descimbrado, y teniendo en cuenta la Tabla 2.15, debe verificarse que:

$$\alpha \geq \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck,0}}{f_{ck}}\right)^2}$$

Despejando, tenemos:

$$f_{ck,0} \geq \alpha^{3/2} f_{ck}$$

siendo $f_{ck,0}$ la resistencia característica real del hormigón de obra en el momento del descimbrado y f_{ck} la resistencia característica de proyecto a los 28 días de edad. De esta manera, INTEMAC propone un criterio de descimbrado que fija la resistencia real del hormigón de la estructura en el momento de descimbrar en función de la carga actuante y de la resistencia de proyecto.

Otra posibilidad que ofrece INTEMAC consiste en expresar el criterio general de descimbrado en función de la resistencia a tracción del hormigón.

$$f_{ct,k0} \geq \alpha f_{ct,k}$$

Siendo $f_{ct,k0}$ la resistencia característica a tracción pura real del hormigón de obra en el momento del descimbrado y $f_{ct,k}$ la resistencia a tracción pura característica inferior de proyecto.

INTEMAC propone distintas posibilidades para determinar esta resistencia a tracción pura real. Se pueden emplear métodos directos como el ensayo brasileño o el madurímetro electrónico. La resistencia a tracción también puede determinarse mediante el conocimiento de las curvas de evolución del hormigón en diferentes situaciones de curado, sistema que permite establecer los plazos mínimos de descimbrado previamente al comienzo de la obra.

2.2.3.2.4 Otros criterios aproximados

Las normas generalmente incorporan algunos criterios orientativos para el descimbrado y desencofrado de estructuras de hormigón. Anteriormente se han mostrado los períodos mínimos de descimbrado que contempla la CBH87 y la EHE.

Análogamente, el Código Modelo CEB-FIP (1990) y la norma ACI Formwork for Concrete (Hurd (1979)) proponen tablas para el cálculo orientativo de los plazos de descimbrado. El Código Modelo propone los plazos de descimbrado que se incluyen en la Tabla 2.12, plazos ligeramente diferentes a la EHE.

Por su parte, la norma ACI recomienda unos períodos mínimos de descimbrado que tienen en cuenta la luz del elemento y la relación entre el peso propio y la sobrecarga de uso. En la Tabla 2.13 se recogen los valores presentados por la ACI.

T superficial del hormigón (°C)	≥ 24	16	8	2
Vigas	10	11	21	36
Losas	7	10	15	25

Tabla 2.12 Periodos mínimos de descimbrado (días) según código modelo

(Fuente: Código Modelo CEB-FIP(1990))

ELEMENTO	LUZ L (m)	q < g	q > g
Vigas	$L < 3$	7	4
	$3 \leq L \leq 6$	14	7
	$L > 6$	21	14
Losas	$L < 3$	4	3
	$3 \leq L \leq 6$	7	4
	$L > 6$	10	7

Tabla 2.13 Periodos mínimos de descimbrado (días)

(Fuente: ACI Formwork for Concrete(1979))

Siendo g el peso propio de la losa (carga al descimbrar) y q la sobrecarga considerada para el estado de servicio.

2.2.3.3 Rigidez del sistema de apuntalamiento

La relación entre la rigidez de puntales y de losas es otro factor que afecta considerablemente a la distribución de cargas en la estructura en construcción.

Una variación en la rigidez de la cimbra puede provocar un cambio sustancial en las cargas de forjado, siendo otra posibilidad para disminuir los esfuerzos en forjados y conseguir que no excedan sus capacidades resistentes.

Por lo tanto, la selección del tipo de puntal es un parámetro importante en la distribución de cargas de construcción. En fecha tan temprana como 1925, Harding (1925) comparó distintos tipos de puntales. Sin embargo, esta comparación se centró más en el factor económico que en aspectos estructurales.

Con la variación de rigidez de las losas también podrían conseguirse distribuciones de cargas más adecuadas. Sin embargo, el diseño de losas depende exclusivamente de las cargas permanentes y variables consideradas en el proyecto. La geometría de una estructura de hormigón no suele modificarse por problemas de transmisión de cargas durante el proceso constructivo.

Por este motivo, en este apartado se va a estudiar únicamente el efecto de la variación de rigidez de los puntales sobre la distribución de cargas. La rigidez de las losas ya viene predeterminada en el proyecto.

Liu et al. (1986) estudiaron la influencia de la rigidez de los puntales y losas sobre la distribución de cargas en la estructura. Para ello, reexaminaron su ejemplo clásico para puntales de distinta rigidez, empezando por la rigidez real EA/L y hasta llegar a una rigidez de $5EA/L$, con incrementos de EA/L en cada análisis. Aplicando su método refinado, Liu et al. resolvieron la estructura para cada valor de rigidez considerado.

Como resultado del análisis, los autores establecieron que a medida que se aumenta la rigidez de puntales los resultados del método refinado convergen, como es lógico, a los del método simplificado. En el caso de dos plantas apuntaladas y una reapuntalada estudiado por Liu et al., las cargas máximas en puntales aumentaron al aumentar la

rigidez de puntales, mientras que las cargas máximas de las losas disminuyeron. Como ejemplo, en la Figura 2.27 se muestran las cargas máximas registradas en el nivel de forjado +1 tras el primer descimbrado (Figura 2.6, Paso 3) para las distintas situaciones estudiadas.

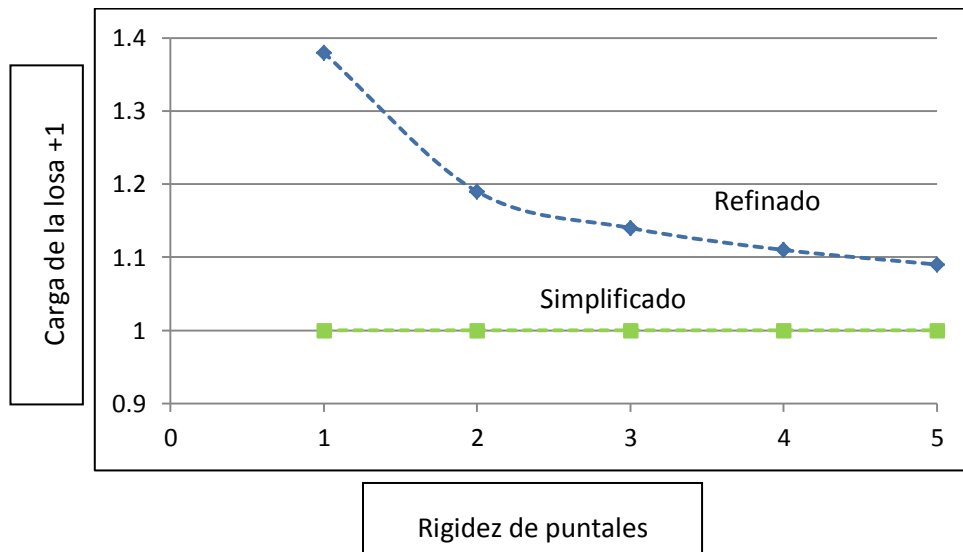


Figura 2.27 Variación de la carga de la losa +1 según la rigidez de los puntales
(Fuente: *Shore-slab interaction in concrete buildings*, LIU, CHEN Y BOWMAN (1986))

Stivaros y Halvorsen (1990) también estudiaron la influencia de la rigidez de los puntales. Para ello, los autores aplicaron su EFM al ejemplo típico de Liu et al., aumentando la rigidez de puntales hasta un valor 20 veces superior al real. La rigidez de la losa y el número de puntales por vano se mantuvieron constantes en el análisis. En la Figura 2.28 se muestran los resultados obtenidos.

Stivaros y Halvorsen concluyeron que la rigidez de los puntales influye de forma considerable sobre la distribución de cargas de construcción. De hecho, se han obtenido variaciones de hasta un 40% en la operación 3-1 (hormigonado del nivel de forjado +3) al modificar la rigidez de puntales. También observaron que, a medida que la rigidez de puntales tiende a infinito, las cargas máximas de forjado previstas por el EFM convergen hacia las calculadas con el método simplificado.

Otros autores que estudiaron la influencia de la rigidez de la cimbra fueron Fang et al. (2001a). Para ello, resolvieron un ejemplo considerando distintas rigideces de los puntales: 0,1k, 0,5k, k, 2k, 5k y 10k, siendo k la rigidez real del apuntalamiento. Los autores concluyeron que el coeficiente de carga máxima en la losa aumenta al aumentar la rigidez de la cimbra.

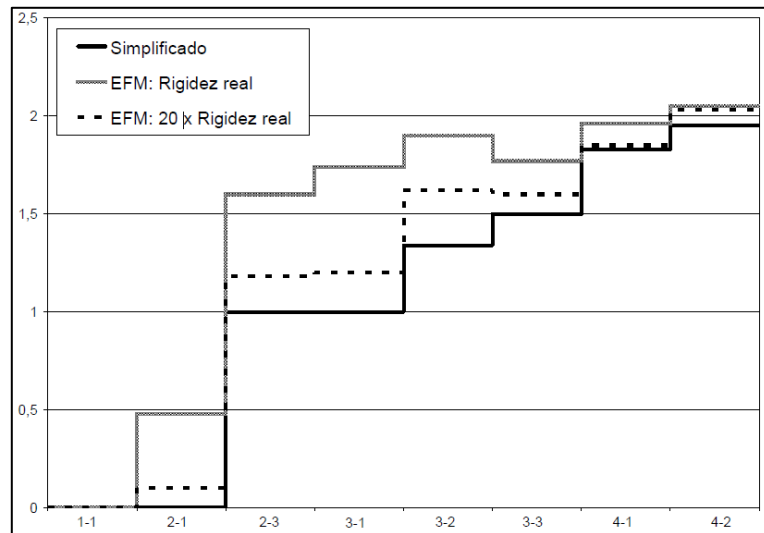


Figura 2.28 Comparación entre distintas rigideces de puntales según EFM

(Fuente: *Equivalent frame analysis of concrete buildings during construction*, STIVAROS Y HALVORSEN (1991))

En consecuencia, parece evidente que la rigidez de los puntales influye considerablemente sobre la distribución de cargas entre puntales y forjados. De hecho, el método simplificado mejorado desarrollado por Duan y Chen (1995) propone una distribución de cargas en función exclusivamente de las relaciones de rigidez existentes entre losas y puntales.

Sin embargo, parece que no pueden establecerse leyes generales sobre el efecto de variar la rigidez de la cimbra sobre las cargas máximas de forjado. El incremento de rigidez de puntales puede aumentar o disminuir la carga máxima de forjado del proceso constructivo, dependiendo, entre otros factores, del esquema constructivo seleccionado.

2.2.4 Comprobación del proceso constructivo

Una vez determinados el modelo de la estructura y las acciones que actúan sobre ella, el siguiente paso será hallar los esfuerzos que actúan sobre cada uno de los elementos estructurales. La resolución del problema estructural resultará más o menos complejo en función del método que se haya escogido para el modelado del edificio en construcción.

Al no haber una norma que proponga la utilización de algún método para el cálculo de distribución de cargas, se suele dejar esta tarea al ingeniero calculista la selección del método que considere oportuno. Sin embargo en la mayoría de las veces en nuestro país no se considera en ningún momento las cargas en la etapa de construcción de edificios.

A modo de excepción, INTEMAC y la guía en inglés de la ACI *Guide for Shoring/Reshoring of Concrete Multistory Buildings*(2005) recomiendan la utilización del método simplificado de Grundy y Kabaila para el cálculo de la transmisión de cargas en el apuntalado de plantas consecutivas.

Como resultado del cálculo se obtienen las solicitaciones para cada elemento estructural después de cada operación de construcción. En el caso de un puntal la solicitación será la carga que está transmitiendo. Para una losa, la solicitación se corresponde con el momento que está soportando.

Finalmente, debe comprobarse que las solicitaciones calculadas no superan las capacidades resistentes de los elementos estructurales en ningún momento de la fase de construcción. Esta comprobación ha de realizarse tanto para las losas de hormigón como para la estructura de apeo empleada.

2.2.4.1 Verificación de las estructuras de apeo

La aptitud del apeo se determina comprobando simplemente que las cargas máximas transmitidas durante la fase de construcción no sobrepasan sus cargas de uso. Es decir, debe cumplirse que:

$$\text{Carga transmitida al apeo} \leq \text{Carga de uso}$$

Aplicando cualquiera de los modelos presentados, las cargas máximas en el apeo se determinan multiplicando el coeficiente de carga máximo obtenido durante la fase constructiva por el peso propio de hormigón correspondiente a su área tributaria. La carga de uso viene dada por el fabricante o podemos buscarlas en tablas dependiendo del tipo de madera de puntales o cimbras.

2.2.4.1.1 Puntales individuales

Para el apeo de pequeñas alturas libres se emplean principalmente puntales de acero. En función de algunas características del apeo, como la altura, se suelen establecer distintos criterios y coeficientes de seguridad para definir las cargas de uso de estos puntales. Por ejemplo, la resistencia de estos puntales puede evaluarse mediante las especificaciones dadas por la norma ACI (Hurd (1979)).

Por otra parte, también puede ocurrir que la situación más crítica ocurra bajo la acción de cargas horizontales. Por lo tanto, el sistema de apuntalamiento debe estar provisto de una rigidez lateral suficiente para resistir las cargas horizontales. Mossallam y Chen (1990) propusieron en su trabajo una serie de pautas para un correcto diseño del arriostramiento de puntales. Dentro de este diseño, Mossallam y Chen limitaron el valor de la esbeltez de los puntales de acero, esbeltez que se define como KL/r , donde L es la longitud libre del puntal, r es el radio de giro y K es un factor que depende de las condiciones de contorno del puntal. Los autores asumieron que los puntales se encuentran biarticulados ($K = 1$) y señalaron que el valor de la esbeltez no debe de exceder de 200. Además, también dieron una serie de recomendaciones sobre la correcta colocación de los arriostramientos horizontales, cuya función es reducir la longitud de pandeo de los puntales, y diagonales, cuya función consiste en dar una resistencia lateral y prevenir la inestabilidad de elementos individuales.

Además, Mossallam y Chen también observaron que el arriostramiento de puntales ayuda a reducir las solicitaciones en losas y puntales. Analizaron el ejemplo de un edificio de 10 plantas construido con un ciclo constructivo de tres plantas apuntaladas. La colocación de elementos de arriostramiento lateral de puntales redujo

considerablemente las solicitaciones máximas originadas en los elementos portantes. De hecho, las cargas máximas en losas y en puntales descendieron en un 32 y 35%, respectivamente, mediante el arriostramiento de puntales. Por lo tanto, además de resistir las cargas laterales y dar estabilidad lateral al encofrado, el arriostramiento ayuda a reducir significativamente los esfuerzos a los que se ven sometidos las losas y los puntales durante el periodo constructivo.

2.2.4.1.2 Cimbras

Para la construcción de edificios con grandes alturas libres se emplean principalmente cimbras y andamiajes. Estos andamiajes o cimbras modulares se obtienen a partir de la unión de varios puntales formando módulos. El arriostramiento entre módulos resulta fundamental para evitar grandes deformaciones fuera del plano. En la Figura 2.29 se puede ver una cimbra típica formada por la unión de módulos.

La capacidad resistente de este tipo de cimbras fue evaluada por Peng (1997). Estos autores propusieron un modelo estructural computacional para estimar la carga que resisten estas cimbras. Este modelo basado en un análisis de segundo orden se ajustó bien a los resultados experimentales obtenidos en los ensayos realizados con cimbras modulares. Validado el modelo, los autores estudiaron cómo varía la capacidad resistente al considerar distintos valores de la imperfección inicial y diferentes tipos de uniones entre los elementos.

Por último, Peng contempló en su trabajo la posibilidad de emplear un modelo 2D para el análisis de cimbras modulares tridimensionales, modelo que presenta un esfuerzo computacional mucho más bajo que el modelo 3D. Este modelo 2D es válido únicamente cuando las deformaciones originadas dentro del plano del módulo predominan claramente sobre las originadas fuera de él.

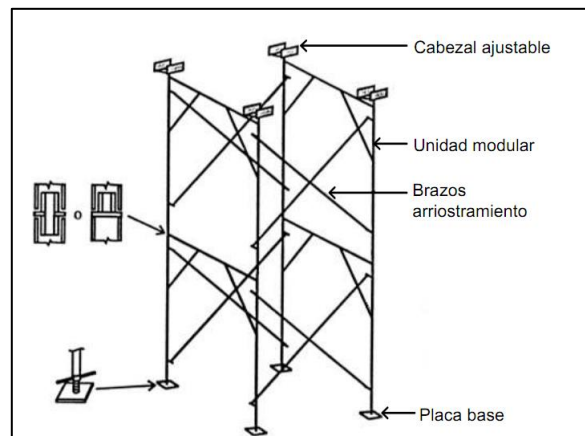


Figura 2.29 Cimbra modular tipo

(Fuente: Manual obre riesgos en la construccion, daños a la obra y pérdida de beneficios anticipada, ALOP)

Un año más tarde, Peng et al. (1998a) presentaron nuevos métodos de análisis simplificados para conocer el comportamiento de estas cimbras modulares.

Estos métodos simplificados consisten en el empleo de expresiones simples para evaluar la carga crítica que provoca el fallo de la cimbra. Son métodos muy prácticos, ya que resultan muy sencillos de aplicar y no exigen análisis de segundo orden. Los autores demostraron que los resultados obtenidos mediante estas fórmulas se ajustan razonablemente bien a los métodos no lineales más precisos.

2.2.4.2 Verificación de las losas

En el caso de las losas debe comprobarse que las sollicitaciones originadas durante la ejecución del edificio no sobrepasan sus capacidades resistentes. Sin embargo, en muchos proyectos no se realiza esta comprobación, ya que habitualmente se supone que las sollicitaciones durante la construcción no rebasan las sollicitaciones previstas durante el estado de servicio.

No obstante, algunos autores como Calavera han observado que, dependiendo del esquema constructivo y de la relación entre el peso propio de la losa y la carga característica de servicio, los esfuerzos a los que se ve sometida la losa durante la construcción pueden ser mayores que los previstos en el estado de servicio. Además,

en la fase constructiva el hormigón aún no ha desarrollado toda su resistencia, por lo que el forjado es menos resistente.

En consecuencia, la probabilidad de que la estructura falle durante el periodo constructivo, relativamente corto, puede ser mayor que durante las condiciones de servicio. De esta manera, debe comprobarse que los forjados son capaces de resistir las solicitaciones a los que se van a ver sometidos en cada etapa de la construcción. Si esta condición no se cumple, el proceso constructivo diseñado no es válido y deben tomarse las medidas necesarias para aumentar la resistencia de la losa o para reducir las solicitaciones.

Las cargas o solicitaciones pueden reducirse modificando por ejemplo el número de plantas apuntaladas y reapuntaladas del proceso constructivo. Al modificar la secuencia de operaciones, la distribución de cargas en la estructura en ejecución cambia totalmente.

La resistencia de la losa se puede aumentar en un ritmo constructivo más lento o empleando un hormigón de mayor resistencia o un cemento de curado rápido.

2.2.4.2.1 Verificación según INTEMAC

INTEMAC propone un sencillo método para la comprobación de losas que es utilizado en España. Este método consiste en comprobar en todo momento si se cumple la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{P_{cd}}{P_d} \leq \frac{f'_{ckt,j}}{f'_{ckt,28}}$$

Dónde:

P_{cd} = Carga que debe soportar la losa durante la construcción.

P_d = Acciones que debe resistir la losa según proyecto.

$f'_{ckt,j}$ = Resistencia a tracción del hormigón a la edad j considerada.

$f_{\text{ckt},28}$ = Resistencia a tracción del hormigón a la edad de 28 días.

El valor de cálculo de la carga máxima que debe resistir el forjado durante el estado de servicio p_d se obtiene mayorando las acciones establecidas en el proyecto. En la EHE (1998) se definen las siguientes combinaciones de acciones para las edificaciones:

- Una acción variable: $p_d = \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q$
- Dos o más acciones variable: $p_d = \gamma_G \times G + 0.9 \gamma_Q \times \sum Q_j$

Dónde:

G= Acciones permanentes (peso propio, tabiquería) definidas en el proyecto.

Q= Acciones variables (sobrecargas de uso, granizo, viento, etc.) definidas en el proyecto.

γ_G = Coeficiente de mayoración para las cargas permanentes.

γ_Q = Coeficiente de mayoración para las cargas variables.

Tanto el coeficiente de mayoración para cargas permanentes como el de cargas variables se lo puede sacar de la siguiente tabla:

TIPO DE ACCION	NIVEL DE CONTROL DE EJECUCION		
	INTENSO	NORMAL	REDUCIDO
Permanente	1.35	1.50	1.60
Variable	1.50	1.60	1.80

Tabla 2.14 Coeficientes de mayo ración de cargas permanentes y variables

(Fuente: Norma EHE (1998))

Para la carga de cálculo de una losa durante el proceso constructivo, p_{cd} , INTEMAC recomienda la misma combinación de acciones definida por la EHE para un edificio acabado. Además, se permite simplificar el cálculo tomando el mismo coeficiente de mayoración para cargas permanentes y variables. Se recomienda, no obstante, no adoptar valores inferiores a 1,25 cuando el efecto es desfavorable. Además, la acción deberá multiplicarse por un coeficiente de cimbrado k , que se obtiene calculando la distribución de cargas entre los forjados mediante uno de los modelos disponibles. Como ya se ha mencionado, INTEMAC recomienda la utilización del método simplificado para este cálculo.

En un proceso constructivo, las acciones que actúan sobre la estructura son el peso propio del forjado y de la cimbra, y las cargas variables debidas a la sobrecarga de construcción y, si procede, viento o la nieve. Por lo tanto:

$$p_{cd} = k \times 1.25(G_c + Q_c)$$

Sin embargo en la actualidad no existen en Bolivia valores normalizados de las acciones a considerar durante la construcción. INTEMAC también propone la siguiente ecuación para el cálculo de p_{cd} en el caso de edificios construidos mediante el apuntalamiento de plantas sucesivas:

$$p_{cd} = \gamma_{fg} \times 1.1 \times 1.1 \times k \times g + g/n$$

donde γ_{fg} es el coeficiente de mayoración de las cargas, k es el valor característico del coeficiente de carga, g es el peso propio del hormigón y n es el número de plantas apuntaladas.

INTEMAC propone un valor para el coeficiente de mayoración en función del nivel del control de calidad realizado durante la ejecución: $\gamma_{fg} = 1.30$ si el nivel del control es intenso, $\gamma_{fg} = 1.35$ si el control es normal y $\gamma_{fg} = 1.40$ si el control es reducido.

Los coeficientes de 1.1 se deben al peso propio de puntales y encofrados, que se supone que es del orden del 10% del peso propio del forjado, y a la incertidumbre del método simplificado empleado, tal y como concluyo Liu (1985) en su trabajo.

Por último, puede observarse que la sobrecarga de construcción g/n no se ha mayorado por considerar que el valor adoptado ya incluye el margen de seguridad adecuado.

De esta manera, pueden obtenerse las relaciones entre esfuerzos (α) para cada forjado en todo momento del proceso constructivo. Este valor α determinará el porcentaje mínimo de resistencia a tracción que deberá tener la losa en cada operación para que el proceso constructivo sea válido.

Fracción alcanzada de la resistencia a compresión	Fracción alcanzada por el resto de las resistencias				
	Tracción y adherencia	Cortadura, Rasante y Punzonamiento	Flexión cuantía baja	Flexión cuantía alta	Deformaciones
$\frac{f_{cj}}{f_{c28}}$	$\sqrt[3]{\left(\frac{f_{cj}}{f_{c28}}\right)^2}$	$\sqrt{\frac{f_{cj}}{f_{c28}}}$			$\sqrt{\frac{f_{cj}}{f_{c28}}}$
0	0	0	0	0	0
0.25	0.40	0.50	0.81	-	0.50
0.50	0.63	0.71	0.94	0.85	0.71
0.75	0.83	0.87	0.99	0.88	0.87
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabla 2.15 Evolución de las diferentes resistencias en función de la evolución de la resistencia a compresión.

(Fuente: Criterios para descimbrado de estructuras de hormigón, Calavera y Fernández (1991))

INTEMAC (Calavera y Fernández (1991)) adopta la resistencia a la tracción como resistencia crítica en el cálculo, debido a que está directamente relacionada con los fenómenos de anclaje y cortadura. Atendiendo a la Tabla 2.15 dada por INTEMAC, se concluye que la resistencia que evoluciona más despacio es la resistencia a compresión. No obstante, esta resistencia sólo resulta determinante en el caso de las columnas, y en la práctica es infrecuente que las columnas condicionen la seguridad del proceso constructivo. Exceptuando la resistencia a compresión, algunas investigaciones han mostrado que puede establecerse como criterio general que la resistencia a tracción es la que evoluciona más despacio, aunque en algún caso podría ser la adherencia.

De esta manera, la manera de comprobar el proceso de construcción diseñado es controlar la evolución de la resistencia a tracción, teniendo en cuenta que el porcentaje desarrollado debe ser siempre mayor o igual que α .

$$f'_{ckt,j} \leq \alpha \times f'_{ckt,j}$$

Si esta ecuación se cumple para todos los forjados y en todas las operaciones de la construcción, el proceso diseñado será válido. En caso contrario, se deberán de cambiar algunos parámetros del proceso para evitar problemas.

CAPÍTULO 3 IMPLEMENTACIÓN DE LA SECUENCIA DE CARGA EN EDIFICIOS

3.1 Estructuración del estudio de caso.

- La estructuración del edificio, se la realizo en el software SAP 2000, la información necesaria para este paso se presenta a continuación:

El edificio utilizado para el estudio de caso es un edificio de 8 plantas con la siguiente información:

Superficie del Terreno.....	780 m ²
Superficie Planta Baja No Habitable.....	220 m ²
Superficie Planta Baja Habitable.....	313 m ²
Superficie Planta Mezanine.....	500 m ²
Superficie Primer Piso.....	441 m ²
Superficie Planta Tipo.....	484 m ²

- Los materiales utilizados en los diferentes elementos estructurales son:

Vigas: Hormigón Armado, $f'c= 210$ [Kg/cm²].

Losas: Hormigón Armado, $f'c= 210$ [Kg/cm²].

Columnas: Hormigón Armado, $f'c= 210$ [Kg/cm²].

Acero: Grado 60, $f'y= 4200$ [kg/cm²].

- Los pesos específicos para los materiales utilizados en el edificio son:

Puntales de madera (Pino) = 450 [Kg/m³]

Hormigon Armado= 2400 [Kg/m³]

Las alturas de cada nivel del edificio son:

Nivel	Altura [m]
Planta Baja	4.2
Mezanine	3.2
Piso 1	3.2
Piso 2	3.2
Piso 3	3.2
Piso 4	3.2
Piso 5	3.2
Cubierta	3.2

Tabla 3.1 Niveles del edificio en estudio

(Fuente: Elaboración Propia)

Los planos de replanteo del edificio para el estudio de caso son:

PLANO REPLANTEO PLANTA BAJA

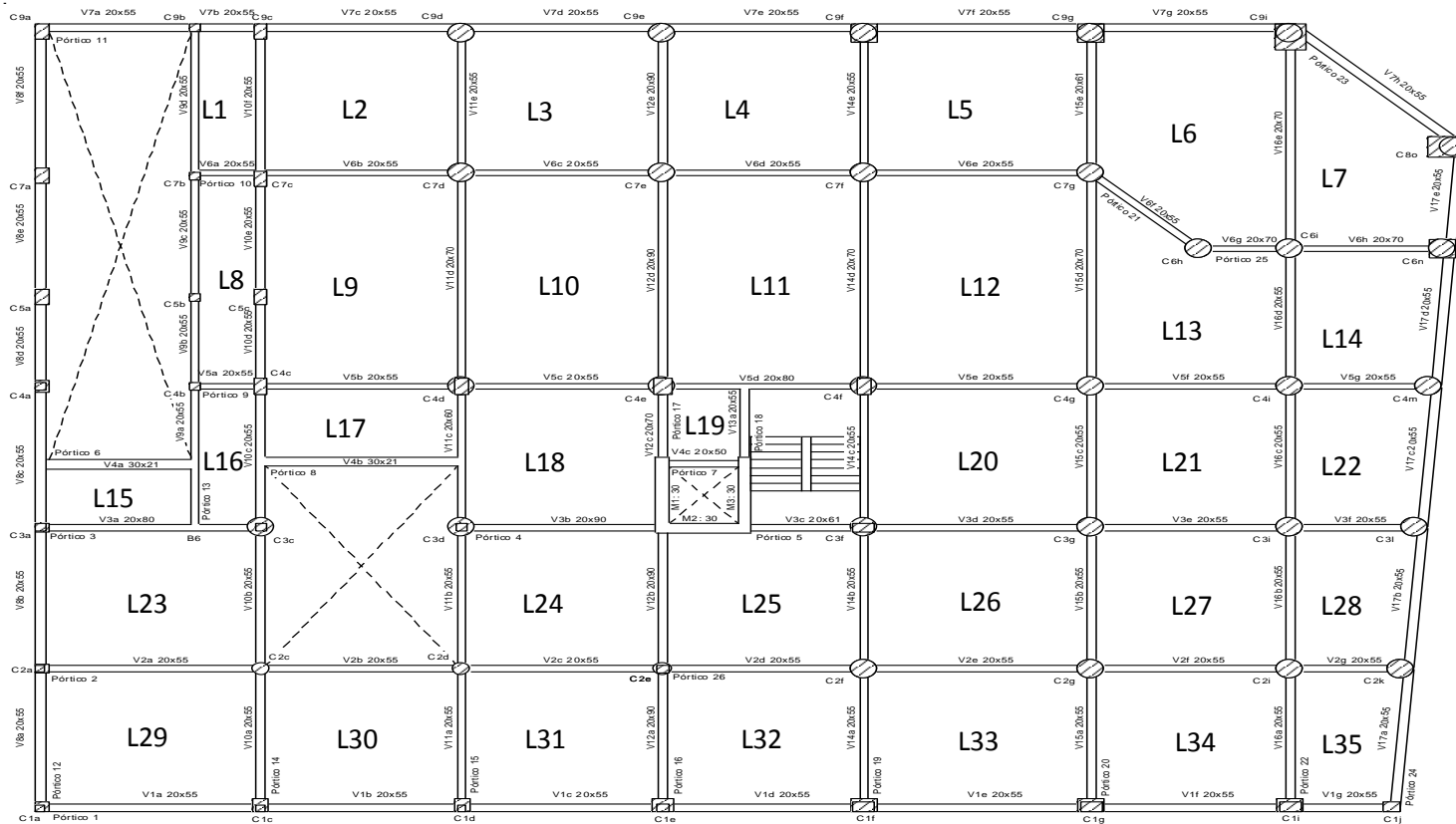


Fig.3.1 Plano replanteo Planta Baja
(Fuente: Propietarios del edificio Flia. Morato)

PLANO REPLANTEO MEZANINE

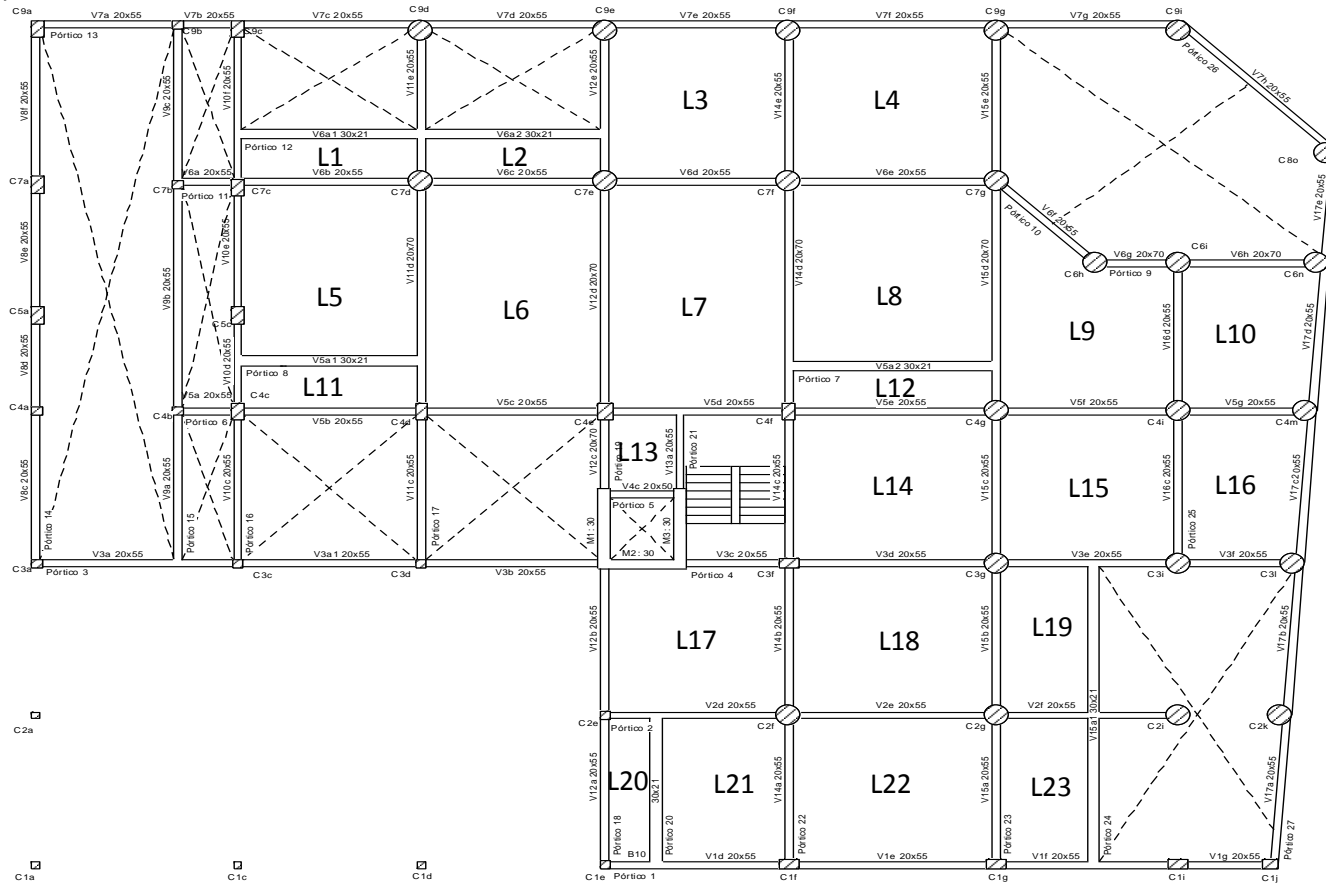


Fig. 3.2 Plano Replanteo Mezanine

(Fuente: Proprietarios del edificio Flia. Morato)

PLANO REPLANTEO PISO 1

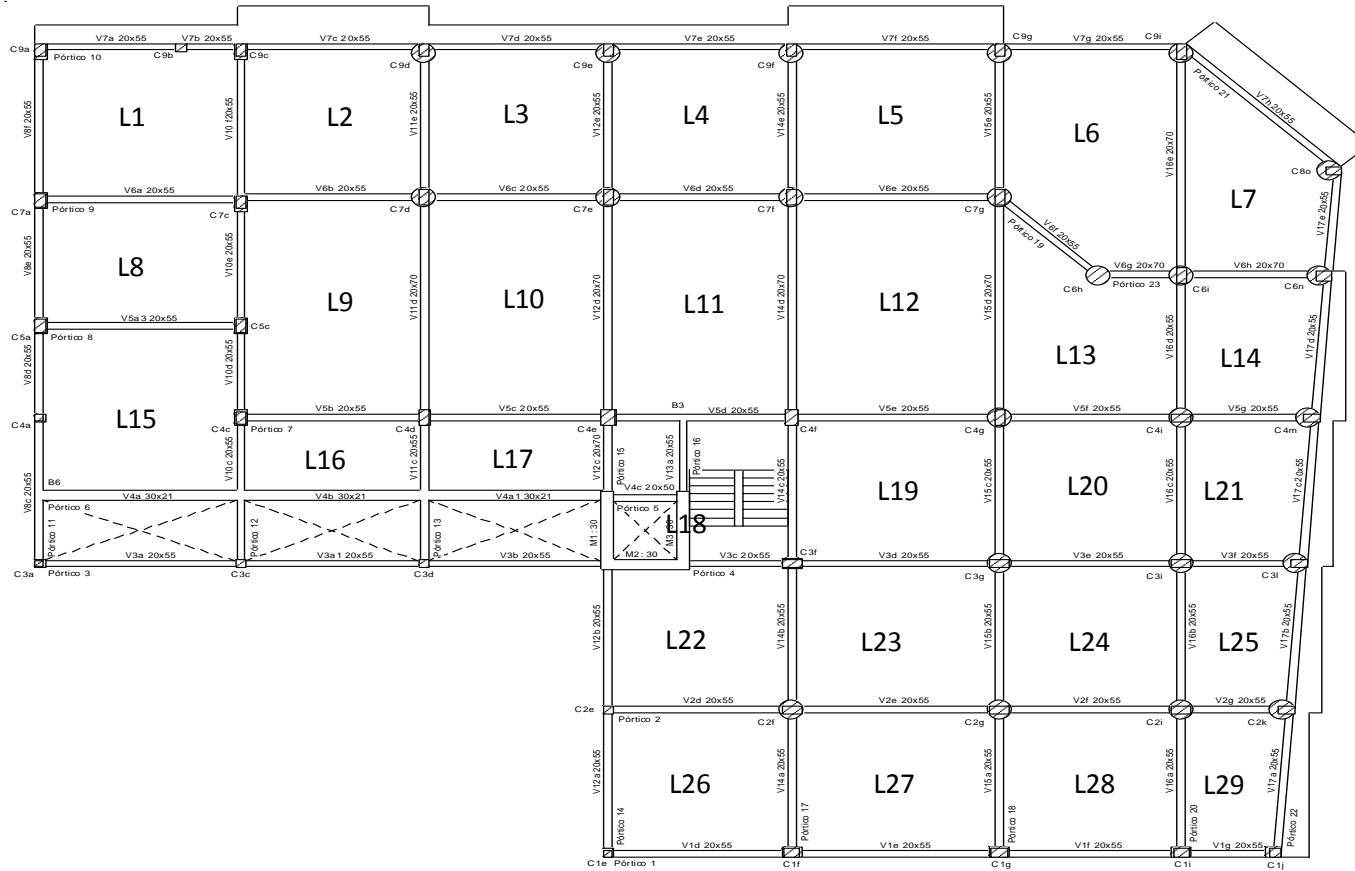


Fig.3.3 Plano Replanteo Piso 1

(Fuente: Proprietarios del edificio Flia. Morato)

PLANO REPLANTEO PISO 2

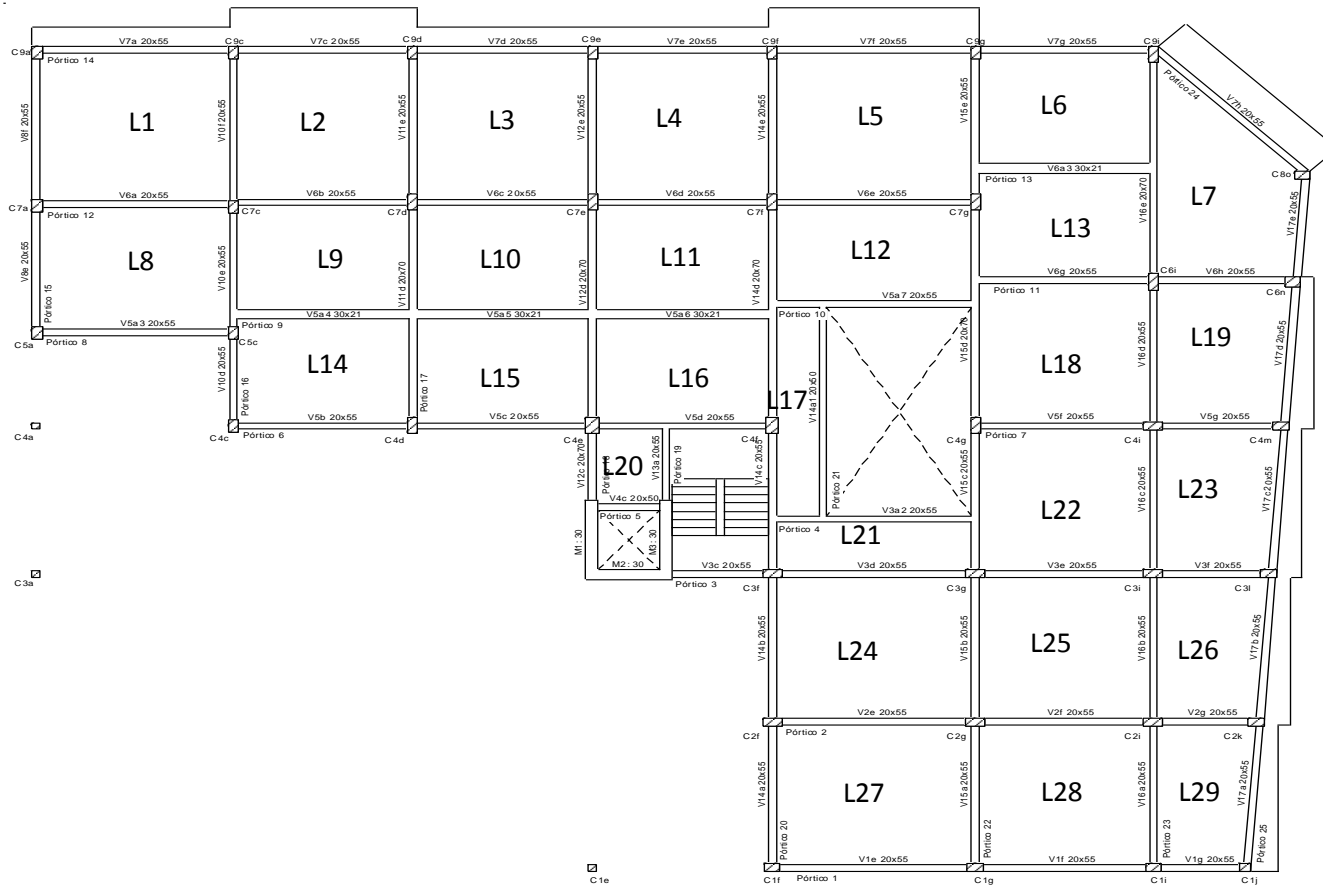


Fig.3.4 Plano Replanteo Piso 2

(Fuente: Proprietarios del edificio Flia. Morato)

PLANO REPLANTEO PISO 3,4 Y 5

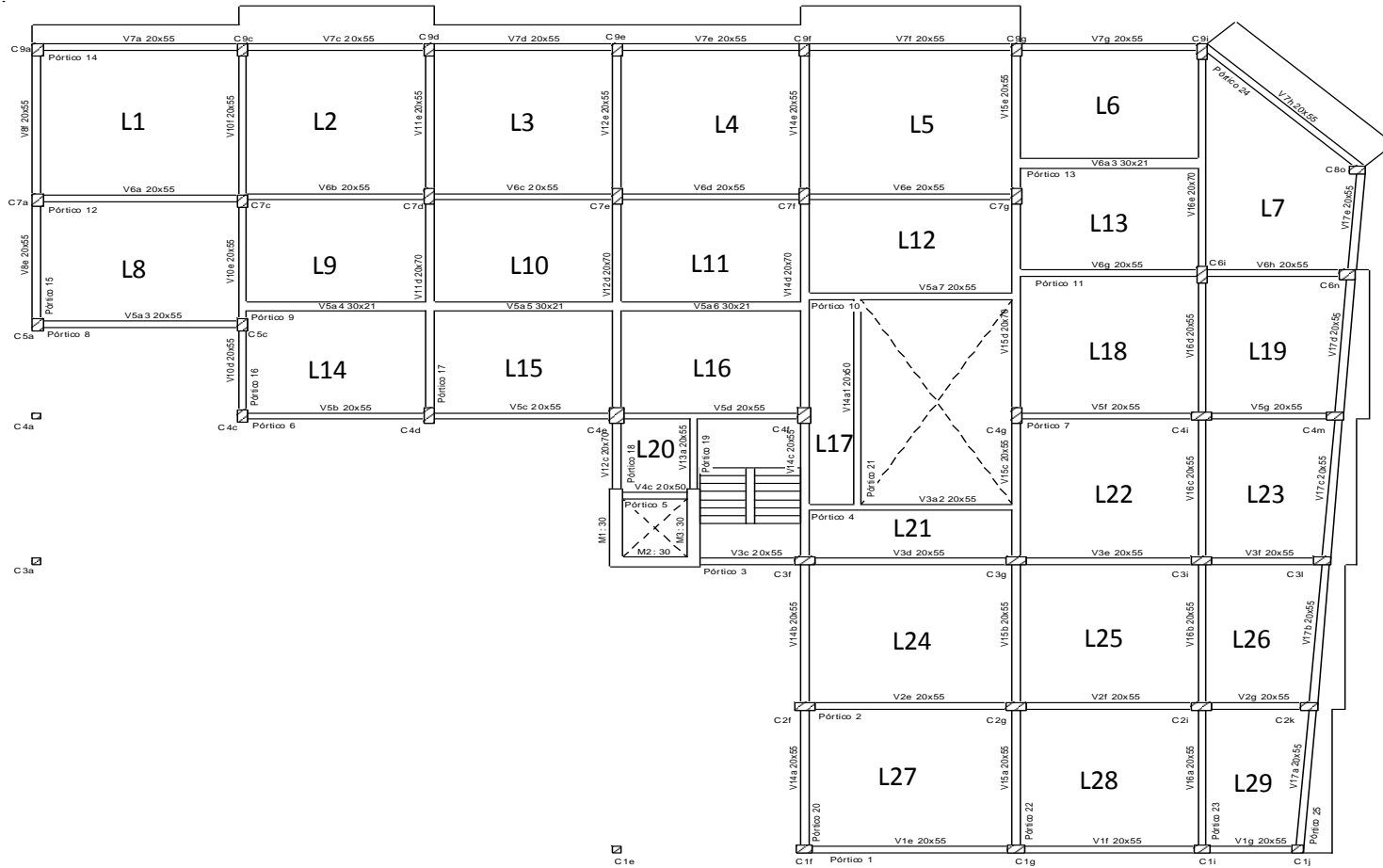


Fig.3.5 Plano Replanteo Piso 3,4 y 5
 (Fuente: Propietarios del edificio Flia. Morato)

PLANO REPLANTEO CUBIERTA



Fig.3.6 Plano Replanteo Cubierta
(Fuente: Propietarios del edificio Flia. Morato)

3.2. Análisis de la estructura terminada (etapa de servicio).

Para el análisis en la etapa de servicio se estimó la siguiente carga:

- **Sobrecarga viva:**

Las sobrecargas de diseño para la etapa de servicio son las siguientes:

La planta baja y el mezanine están destinados a funcionar como tiendas comerciales. Desde el primer piso hasta el quinto piso están destinados a funcionar como zonas de dormitorio.

Planta Baja (Galería comercial): 400 [Kg/m²]

Mezanine (Galería comercial): 400 [Kg/m²]

Piso 1 (Zonas de dormitorios): 200 [Kg/m²]

Piso 2 (Zonas de dormitorios): 200 [Kg/m²]

Piso 3 (Zonas de dormitorios): 200 [Kg/m²]

Piso 4 (Zonas de dormitorios): 200 [Kg/m²]

Piso 5 (Zonas de dormitorios): 200 [Kg/m²]

Cubierta (Accesible solo privadamente): 150 [Kg/m²]

Todos estos valores obtenidos de la siguiente tabla:

Uso del elemento	Sobrecarga [Kg/m ²]
A. Azoteas	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
B. Viviendas	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según art. 3.5

C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y espectáculos	500
Balcones volados	Según art. 3.5
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según art. 3.5
E. Edificios docentes	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3.5
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según art. 3.5
G. Calzadas y garages	
Solo automóviles de turismo	400
Camiones	1000

Tabla 3.2 Carga en edificaciones

(Fuente Hormigón Armado, JIMENEZ MONTOYA 12^a edición)

Para los balcones volados del edificio se usó una sobrecarga lineal, actuando en sus bordes frontales de 200 [Kg/m].

Para las escaleras se tomó una sobrecarga de 400 [Kg/m²] , valor recomendado por la tabla 3.2 para escaleras en oficinas y comercios.

- **Carga muerta:**

Se estimó una Carga muerta para los niveles de planta baja y mezanine igual a:

Tabique de ladrillo hueco (12 cm) = 140 Kg/cm²

Revoco de yeso (1.5 cm) = 18 Kg/cm²

Terraza sobre mortero de Hormigón = 80 Kg/cm²

Total Carga Muerta= 238 [Kg/cm²]

Para los niveles del primer piso hasta la cubierta se estimó una sobrecarga igual a:

Tabique de ladrillo hueco (9 cm) = 100 Kg/cm²

Revoco de yeso (1.5 cm) = 18 Kg/cm²

Terraza sobre mortero de Hormigón = 80 Kg/cm²

Total Carga Muerta= 198 [Kg/cm²]

Todos estos valores de la sobrecarga muerta son obtenidos de la siguiente tabla:

A. Tabiques (sin revestir)	[Kg/m ²]	D. Forjados de cubierta	[Kg/m ²]
Tabique de rasilla (3 cm)	40	Enlistonado	5
Tabique de ladrillo hueco (4.5 cm)	60	Tablero de madera de 2.5 cm	15
Tabique de ladrillo hueco (9 cm)	100	Tablero de rasilla (1 hoja)	40
Tabique de ladrillo hueco (12 cm)	140	Tablero de rasilla (2 hojas)	100
B. Revestimientos (por cm de grueso)		Tablero de rasilla (1 hoja) tendido de yeso	50
Enfoscado o revoco de cemento	20	E. Materiales de cobertura	
Revoco de cal, estuco	16	Una capa de cartón embreado	5

Guarnecido de yeso	12	Dos capas de cartón embreado	15
C. Pavimentos		Pizarra (1/2 vista)	20
Baldosas hidráulica o cerámica:		Pizarra (1/3 vista)	30
Grueso total, incluso relleno (3 cm)	50	Plancha ondulada de fibro-asfalto	5
Grueso total, incluso relleno (5 cm)	80	Plancha ondulada de fibro-cemento	15
Grueso total, incluso relleno (7 cm)	110	Plancha de plomo (1.5 mm)	18
Tarima de 2 cm sobre rastrel recibido con yeso	30	Plancha de zinc (1 a 1.2 mm)	10
Parquet sobre tarima de 2 cm y rastrel	40	Teja curva ligera (1.6 kg por pieza)	40
		Teja curva corriente (2 kg por pieza)	50
Corcho aglomerado sobre tarima de 2 cm con rastrel	40	Teja curva pesada (2.4 kg por pieza)	60
		Teja curva ligera (2.4 kg por pieza)	30
Terrazo sobre mortero (5 cm de espesor total)	80	Teja curva corriente (3 kg por pieza)	40
		Teja curva pesada (3.6 kg por pieza)	50

Tabla 3.3 Peso de elementos constructivos

(Fuente *Hormigón Armado, JIMENEZ MONTOYA, 12^a edición*)

La carga muerta lineal en vigas exteriores debida a muros exteriores del edificio, se la cálculo de la siguiente manera:

$$q_{\text{muro}} = \text{Peso}_{\text{eso Muro}} \cdot \text{espesor}_{\text{muro}} \cdot \text{Altura}_{\text{muro}}$$

Si tenemos un ancho de 20 cm y una altura igual a:

$h = 3.2 \text{ m (Altura nivel)} - 0.55 \text{ m (Altura viga)}$, La carga será:

$$q_{muro} = 1300 \cdot 0.2 \cdot 2.65 = 689 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right]$$

La carga muerta lineal en vigas exteriores debida a vidrios exteriores del edificio, se la cálculo de la siguiente manera:

$$q_{vidrio} = \text{Peso}_{\text{esp Vidrio}} \cdot \text{espesor}_{\text{vidrio}} \cdot \text{Altura}_{\text{vidrio}}$$

Si tenemos un ancho de 1 cm y una altura igual a:

$h = 3.2 \text{ m (Altura nivel)} - 0.55 \text{ m (Altura viga)}$, La carga será:

$$q_{vidrio} = 2600 \cdot 0.01 \cdot 2.65 = 94.9 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right]$$

- **Viento:**

Se utilizó el método propuesto por el libro de hormigón armado de Jimenez Montoya donde indica que la velocidad del viento v (m/s) produce una presión dinámica (kg/m^2) en los puntos donde su velocidad se anula, de valor:

$$w = \frac{v^2}{16}$$

Se tomó una velocidad de viento de 40 nudos por hora, equivalente a 20.58 [m/s], esta información se la obtuvo con datos de la estación Aeropuerto proporcionada por el SENAMI.

La presión utilizada del viento en el edificio es de:

$$w = \frac{20.58^2}{16}$$

$$w = 26.47 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

Los coeficientes eólicos son:

Para barlovento: +0.8

Para sotavento: -0.4

Finalmente la sobrecarga de viento será:

$$p = wc$$

$$P \text{ barlovento} = 26.47 \times 0.8 = 21.18 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

$$P \text{ sotavento} = 26.47 \times -0.4 = -10.59 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

3.3 Análisis secuencial de aplicación de cargas

3.3.1 Selección del proceso constructivo

Durante la ejecución de un edificio de hormigón de varias plantas existen varios factores que afectan a la distribución de cargas entre los elementos estructural y los puntales, las cuales son:

a) Decisiones tomadas por el diseñador del edificio:

Resistencia a compresión del hormigón: $F_{ck} = 210 \text{ [Kg/cm]}$.

Tipo de cemento utilizado en el Hormigón: Cemento Puzolanico de grado corriente.

Dimensiones del edificio: El edificio del estudio de caso ya tiene un predimensionamiento de sus elementos estructurales.

b) Parámetros del procedimiento constructivo:

Número de plantas apuntaladas: El número de plantas apuntaladas en el edificio es de 2 plantas apuntaladas, debido a que en nuestro medio este es el juego de puntales que normalmente se utilizan.

Método utilizado para la distribución de cargas: El método utilizado para la distribución de cargas durante la etapa de construcción será el método simplificado de Grundy y Kabaila. Se

escogió este método debido a su facilidad, y por ser recomendado por instituciones como la ACI, INTEMAC, e incluso en nuestra ciudad existen diplomados de Patologías en la construcción donde se hace mención del uso de este método.

La distribución de cargas para dos juegos de puntales con el método Simplificado de Grundy y Kabaila se muestra a continuación:

Método Simplificado de Grundy y Kabaila para 2 juegos de puntales

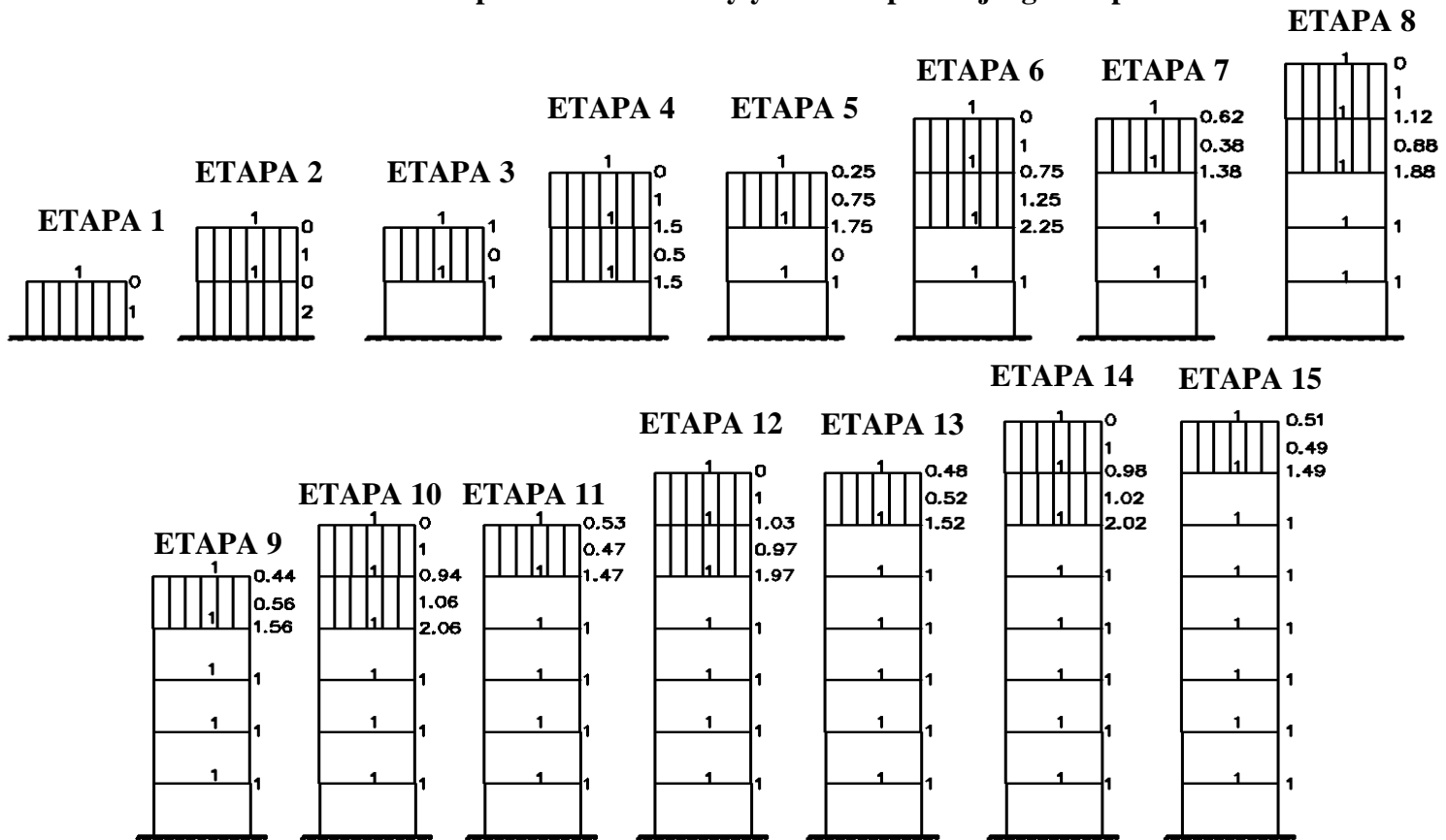


Fig. 3.7 Distribución de carga en la etapa de construcción para un juego de 2 puntales, según Grundy y Kabaila
(Fuente: Elaboración propia)

c) **Plazos de descimbrado:** Para los plazos de descimbrado se hicieron tres análisis:

1) Un análisis donde se tomará los plazos recomendados por la norma boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Ver tabla 2.10 Plazos Mínimos de desencofrado). Se utilizará entonces un encofrado en columnas de 4 días, y para las vigas y losas un desapuntamiento a los 28 días.

Entonces las edades en las que deberían producirse las etapas están limitados por dos aspectos: El plazo mínimo de desapuntamiento según la normativa y la parte económica, pues habrá que ver el tamaño que tiene el edificio y la cantidad de obreros que trabajaran para la construcción del mismo. En el presente estudio las edades a las cuales se produce cada etapa constructiva son:

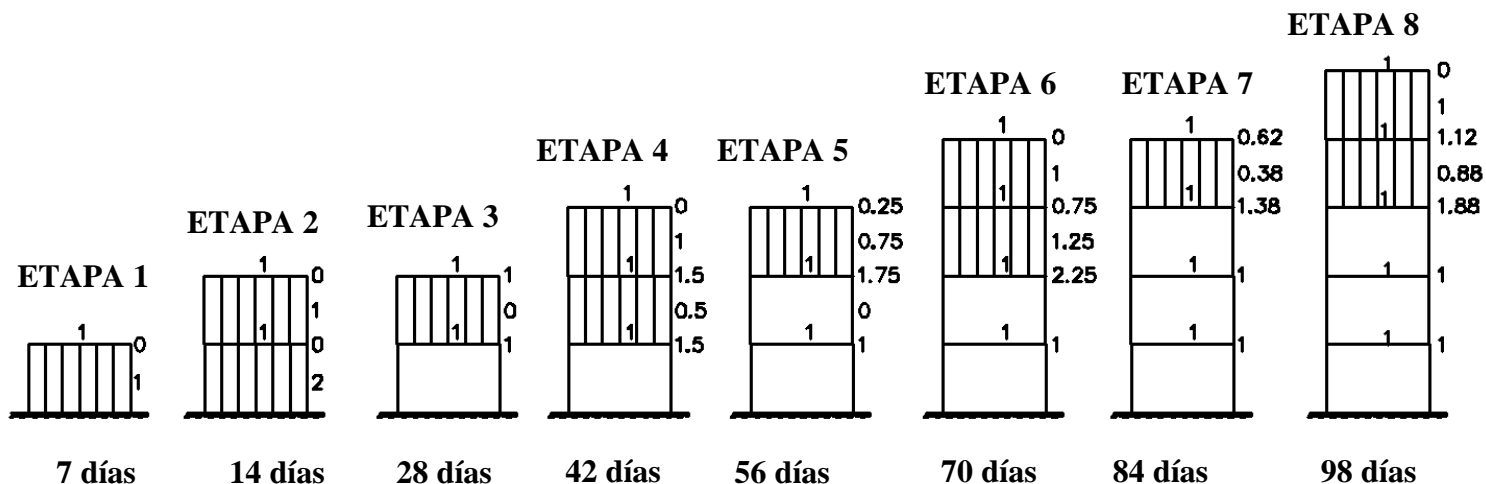


Fig. 3.8 Edad a las que se produce las etapas constructivas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8.
(Fuente: Elaboración propia)

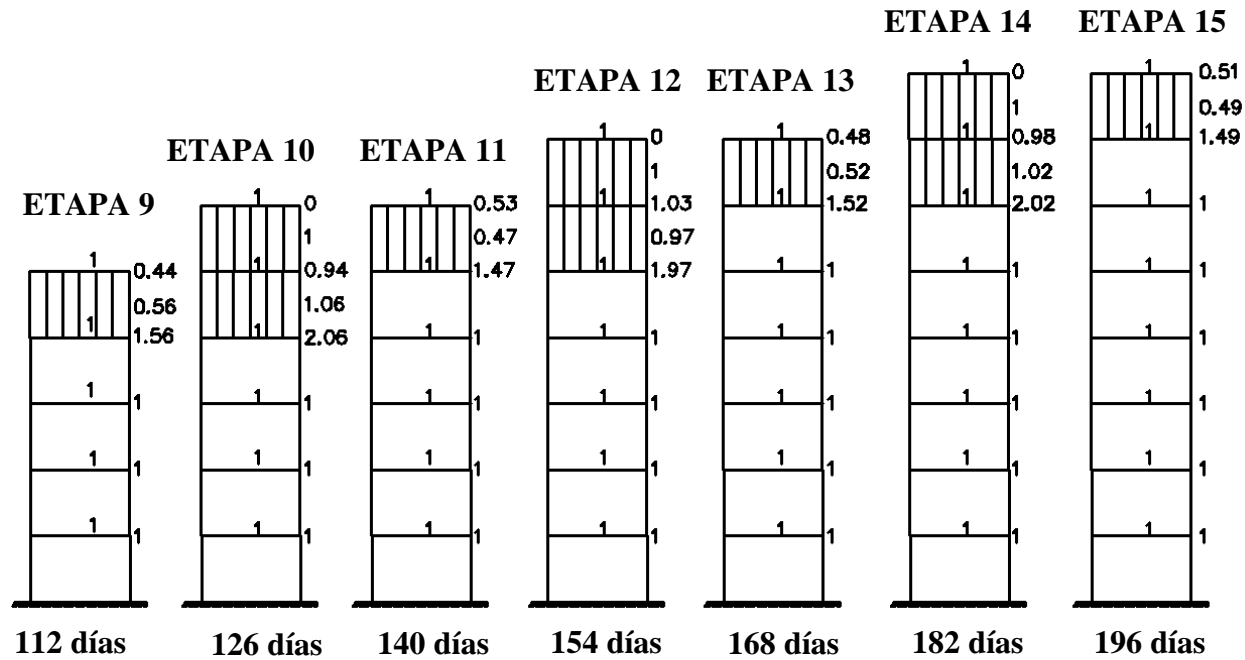


Fig. 3.9 Edad a las que se produce las etapas constructivas 9,10,11,12,13,14 y 15.
(Fuente: Elaboración propia)

2. Dos análisis en el que se contempla edades de desapuntalamiento en vigas y columnas menores a los 28 días, estos se presentan resumidos en la siguiente tabla:

Elemento Estructural	Desapuntalamiento [días]	
	Análisis 2	Análisis 3
Columnas	4	8
Vigas	10	20
Losas	10	20

Tabla 3.4 Valores en días del desapuntalamiento para los Análisis 2 y Análisis 3.

(Fuente: Elaboración Propia)

Si bien estas edades de desapuntalamiento no cumplen con lo estipulado en la norma boliviana CBH-87, los análisis que se realicen con estas edades de desapuntalamiento servirán para conocer el comportamiento de los elementos estructurales del edificio a una edad temprana.

En estos dos nuevos análisis se hace el uso del Método de Grundy y Kabaila para 2 juegos de puntales, donde los factores de carga serán los mismos que en el primer análisis secuencial de aplicación de cargas en la construcción.

En estos dos análisis se considera al material en función del tiempo, se considera la fluencia, la retracción, la variación del módulo de elasticidad y la resistencia a compresión del hormigón. Se consiguieron datos de probetas de la empresa El Puente en Tarija, con el fin de hacer el uso de la gráfica de Resistencia a Compresión vs. Edad para realizar estos análisis.

Especificaciones	Identificación	Fecha de	Fecha de	Edad	Sección	Carga	Resistencia
		Vaciado	Rotura	(días)	(cm ²)	(kg)	(Kg/cm ²)
H-21	AA-1	16/09/2013	17/09/2013	1	176.63	16300	92.29
H-21	AA-2	16/09/2013	19/09/2013	3	176.63	21800	123.43
H-21	AA-3	16/09/2013	23/09/2013	7	176.63	31200	176.65
H-21	AA-4	16/09/2013	30/09/2013	14	176.63	39000	220.81
H-21	AA-5	16/09/2013	07/10/2013	21	176.63	42500	240.62
H-21	AA-6	16/09/2013	14/10/2013	28	176.63	45300	256.48
H-21	AA-7	16/09/2013	21/10/2013	35	176.63	48500	274.59
H-21	AA-8	16/09/2013	28/10/2013	42	176.63	50000	283.09
H-21	AA-9	16/09/2013	04/11/2013	49	176.63	54700	309.70
H-23	AA-11	16/09/2013	11/11/2013	56	176.63	57600	326.11

Tabla 3.5 Valores de la resistencia a compresión para diferente días en probetas cilíndricas.

(Fuente: Laboratorio Fábrica de cemento El Puente)

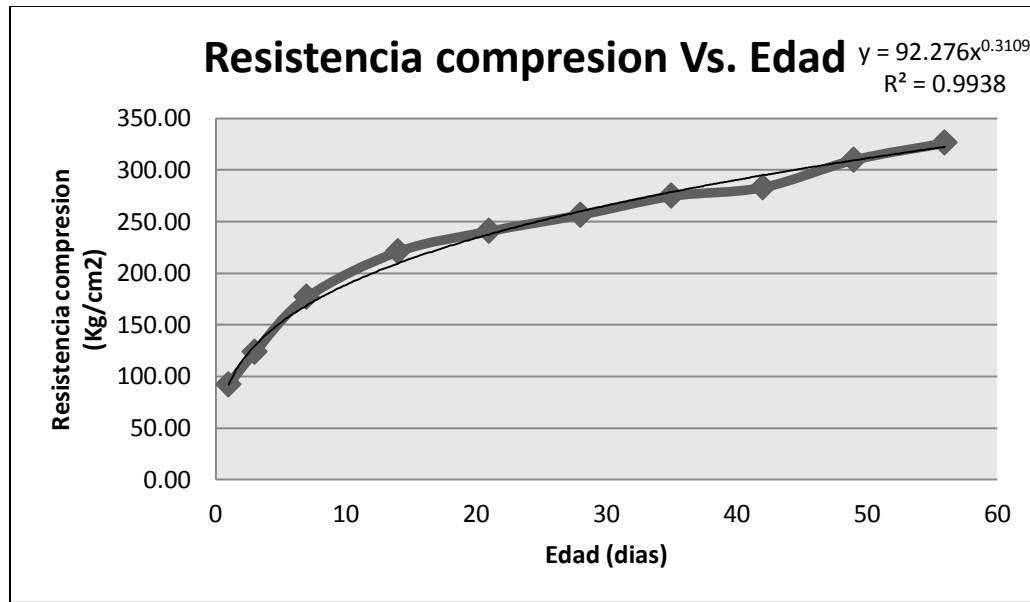


Fig. 3.10 Resistencia a compresión Vs. Edad del hormigón
(Fuente: Laboratorio Fábrica de cemento El Puente)

A continuación se realiza una comparación de la relación f_{cj}/f_{c28} entre los datos del laboratorio de la fábrica de cemento El Puente y según la norma CEB-FIP90:

Edad [días]	Relación f_{cj}/f_{c28}	
	Según Ensayo El Puente	Según CEB- FIP
3	0.48	0.4
7	0.69	0.65
14	0.86	-
21	0.94	-
28	1	1

Tabla 3.6 Comparación de la Relación f_{cj}/f_{c28}
(Fuente: *Elaboración Propia*)

Como los datos del Cemento El puente son realizados con materiales que se encuentran en nuestro medio, se utilizó estos datos de la evolución de la resistencia a compresión para realizar estos análisis.

Entonces el esquema para capa etapa en el Análisis 2 queda de la siguiente manera:

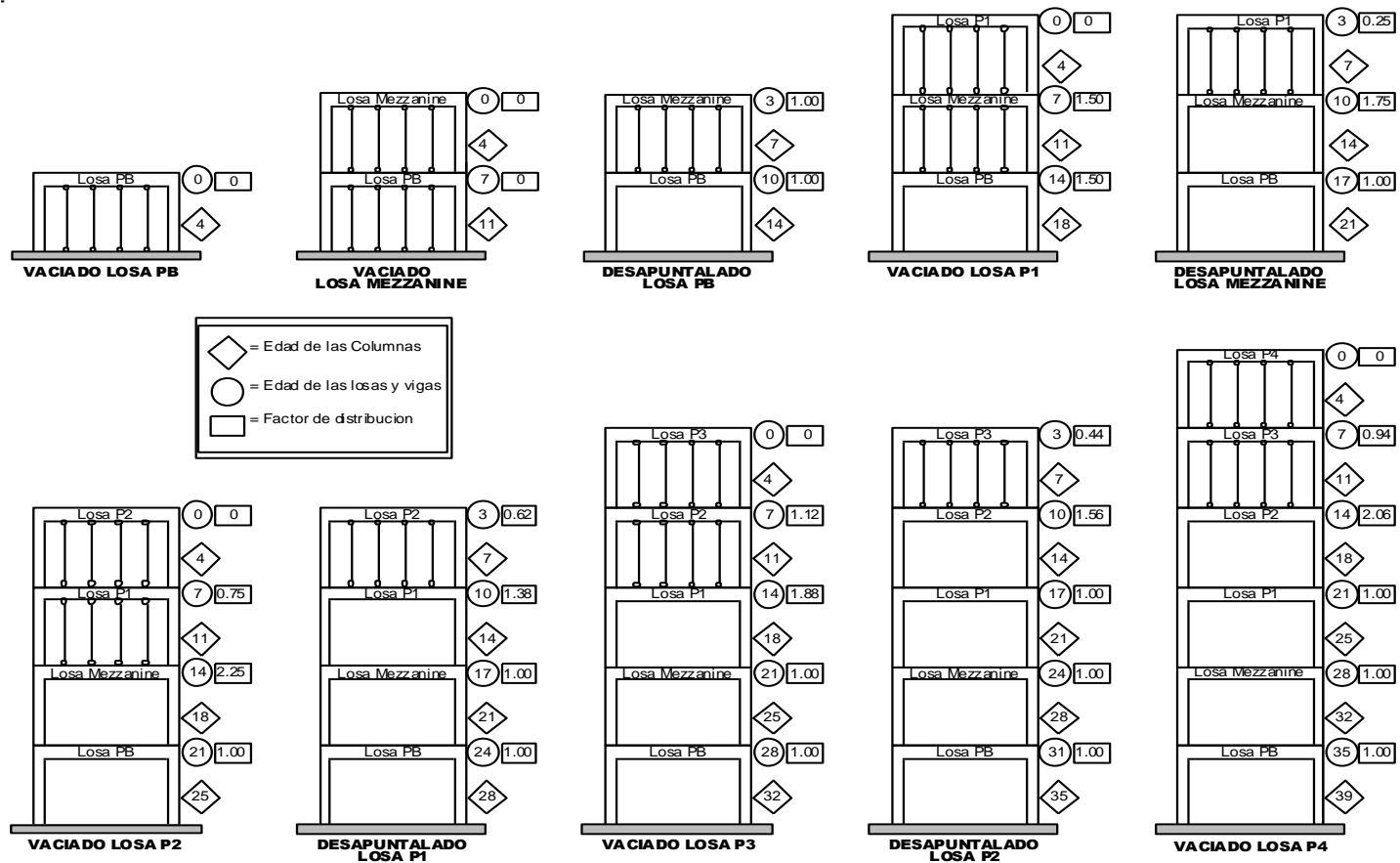


Fig. 3.11 Etapas constructivas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10 para un desapuntamiento de losa y viga a los 10 días.
(Fuente: Elaboración propia)

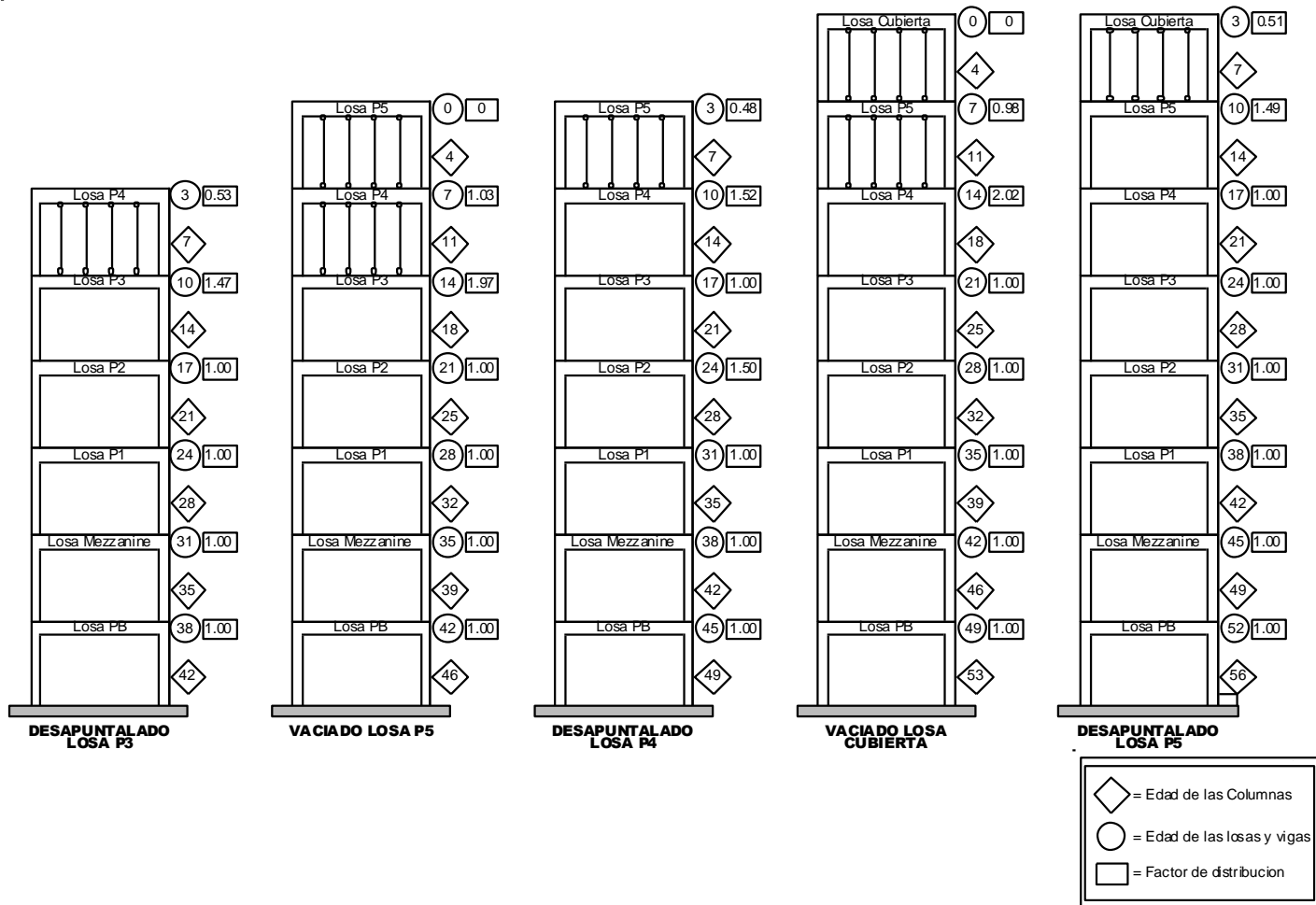


Fig. 3.12 Etapas constructivas 11, 12, 13, 14 y 15 para un desapuntamiento de losa y viga a los 10 días.
(Fuente: Elaboración propia)

Entonces el esquema para capa etapa en el Análisis 3 queda de la siguiente manera:

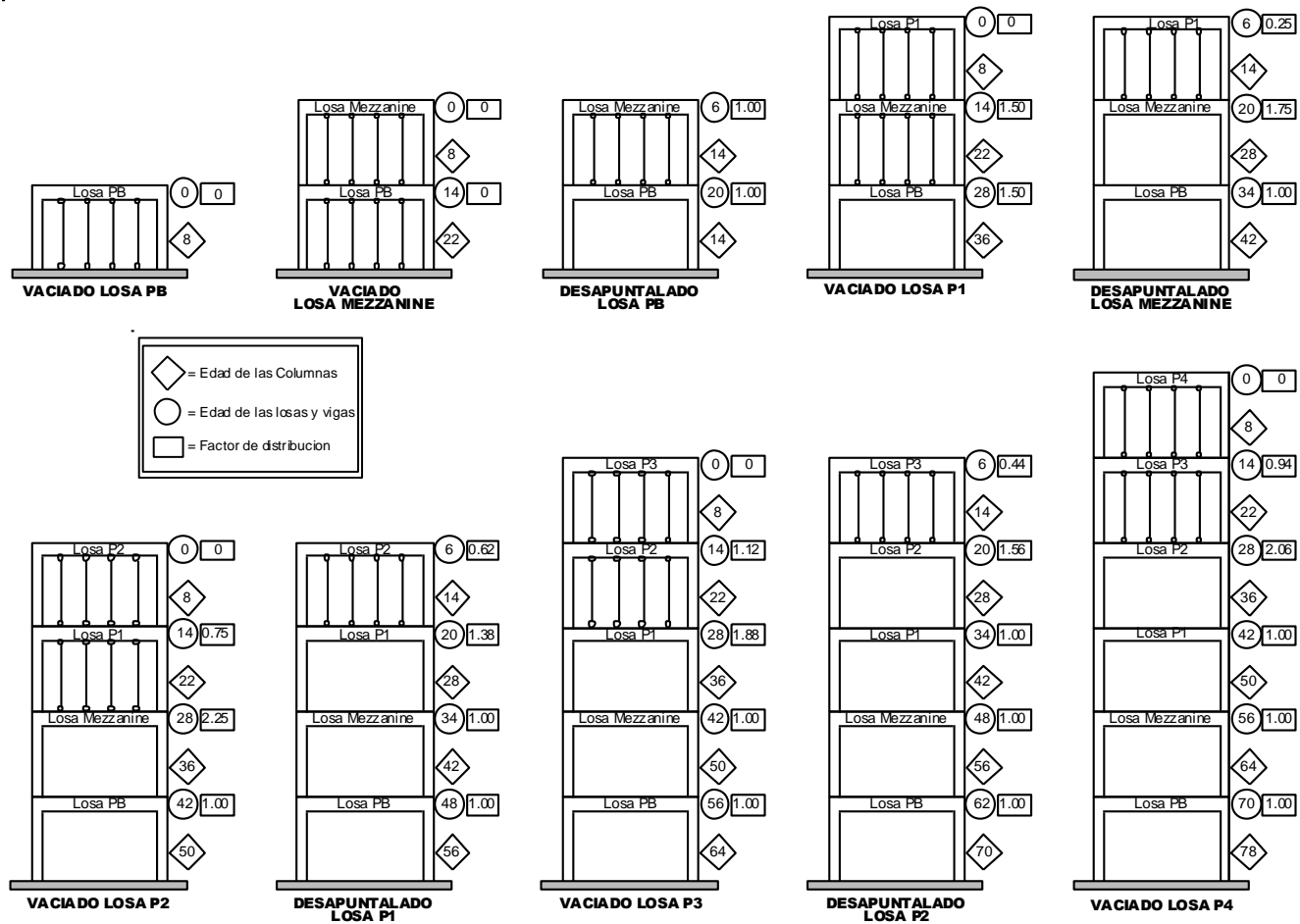


Fig. 3.13 Etapas constructivas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10 para un desapuntamiento de losa y viga a los 20 días.
(Fuente: Elaboración propia)

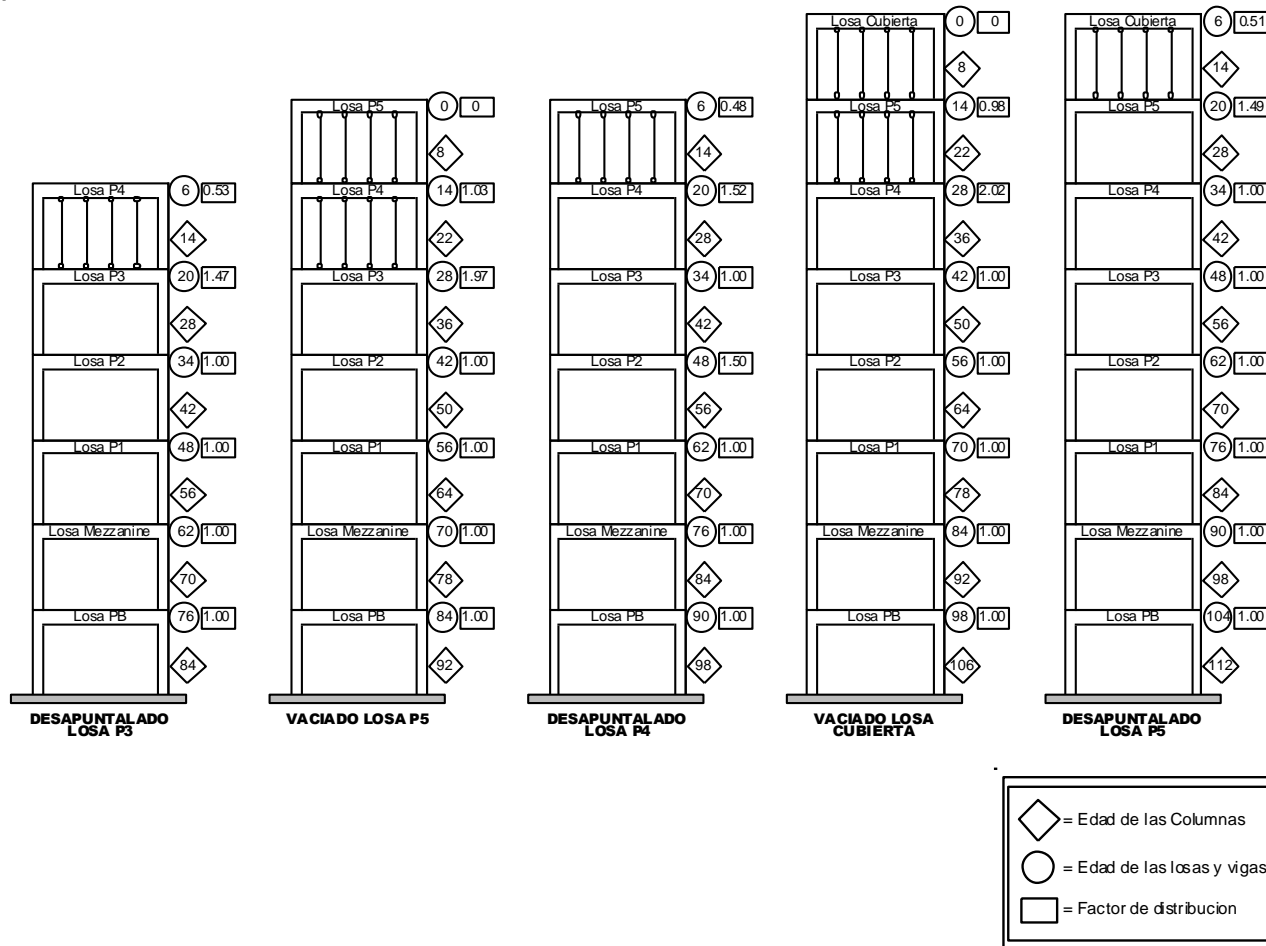


Fig. 3.14 Etapas constructivas 11, 12, 13, 14 y 15 para un desapuntamiento de losa y viga a los 20 días.
(Fuente: Elaboración propia)

- d) **Condiciones ambientales:** Este factor depende exclusivamente de la naturaleza, en este análisis se tomara el efecto que tiene el viento sobre la estructura.

3.3.2 Acciones Presentes en la etapa de construcción

3.3.2.1 Cargas verticales

- **Carga muerta**

Para estimar el valor de la carga de puntales, se realizaron dos análisis:

- a) En el primer análisis se procedió a calcular el peso de los puntales con la recomendación dada por la institución española INTEMAC que indica que el peso de cimbra y encofrado por m^2 es del orden del 10% del peso propio de la losa.

$$P_{ppio\ losa} = espesor \cdot Peso\ especifico\ HA$$

$$P_{ppio\ losa} = 0.13 \cdot 2400 = 312 [Kg/m^2]$$

Entonces el peso de puntales y encofrado será:

$$P_{ppio\ Puntales + encofrado} = 0.1 \cdot P_{ppio\ losa}$$

$$P_{ppio\ Puntales + encofrado} = 0.1 \cdot 312 = 31.2 [Kg/m^2]$$

- b) El segundo análisis se lo realizo calculando el peso real de los puntales que actúan en la estructura.

Datos Puntales:

$$\text{Altura} = 3.07 [m]$$

$$\text{Diámetro} = 6'' = 0.1524 [m]$$

$$V = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h$$

$$V = \frac{\pi \cdot (0.1524)^2}{4} \cdot 3.07$$

$$V = 0.056 \text{ [m}^3\text{]}$$

Peso específico del Pino= 450 [kg/m³]

Peso por puntal= 450 x 0.056= 25.2 [Kg]

Los puntales están separados cada 50 cm de eje a eje tanto en la dirección X, como en la dirección Y, como se muestra en el siguiente análisis:

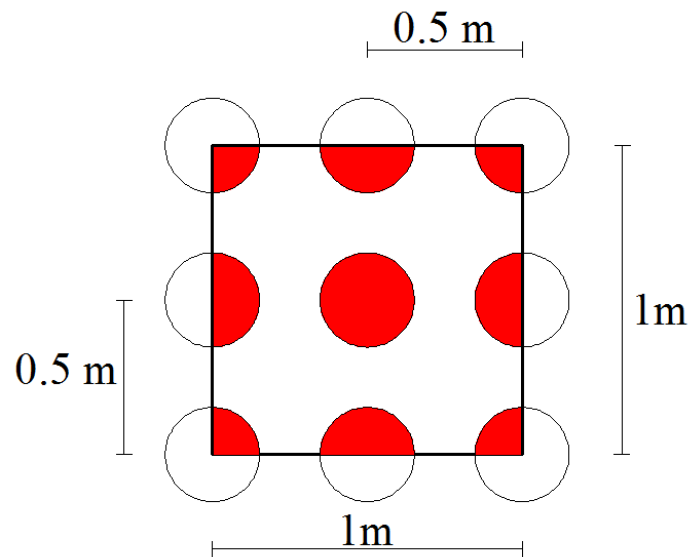


Fig.3.15 Número de puntales por m²

Sumando las fracciones de puntales y puntales enteros que entran en 1 m², tenemos:

$$\text{Número de puntales} = 4 \times 0.25 + 4 \times 0.5 + 1$$

Número de puntales= 4 [puntales/m²]

Entonces el peso de los puntales en un metro cuadrado será:

$$P_{\text{punto}} \text{Puntales} = 25.2 \times 4 = 100.8 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

Se puede observar que el valor máximo del peso de los puntales se lo obtuvo calculando el peso real de los puntales en el edificio, por lo que se tomara una carga de puntales igual a 100.8 [Kg/m²].

- **Sobrecarga viva de construcción**

Para la sobrecarga viva de construcción se tomó un valor de 2.4 KN/m², equivalente a 245 [Kg/m²]. Este valor es obtenido de la guía de Cargas De Diseño Para Estructuras Durante Su Construcción de la ASCE (Ver Tabla 2.8 Clases de superficies de trabajo para cargas combinadas uniformemente distribuidas). Este valor contempla la acumulación normal de material y de personas, es decir para una construcción promedio.

3.3.2.2 Cargas horizontales

Al igual que en el análisis en la etapa de servicio se utilizó el método propuesto por el libro de hormigón armado de Jimenez Montoya donde indica que la velocidad del viento v (m/s) produce una presión dinámica (kg/m²) en los puntos donde su velocidad se anula. Entonces la carga para barlovento y sotavento utilizada en este análisis es:

$$P_{\text{barlovento}} = 26.47 \times 0.8 = 21.18 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

$$P_{\text{sotavento}} = 26.47 \times -0.4 = -10.59 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

CAPÍTULO 4: RESULTADOS, COMPARACIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Análisis de esfuerzos en los elementos estructurales

Los esfuerzos mostrados en la etapa constructiva, son los máximos valores encontrados al analizar cada una de las etapas constructivas presentadas en la fig. 3.10 y 3.11.

4.1.1 Análisis de esfuerzos en vigas

Se analizaron 3 pórticos para realizar una comparación entre esfuerzos producidos en vigas en la etapa de servicio y esfuerzos producidos en vigas en la etapa constructiva. A continuación se presentan las comparaciones de esfuerzos realizadas en los Pórticos 7, D y G.

4.1.1.1 Análisis vigas Pórtico 7

A continuación se muestra las comparaciones entre momentos y cortantes en vigas del pórtico 7 obtenidos considerando un análisis del edificio en etapa de servicio y un análisis en etapa de construcción:

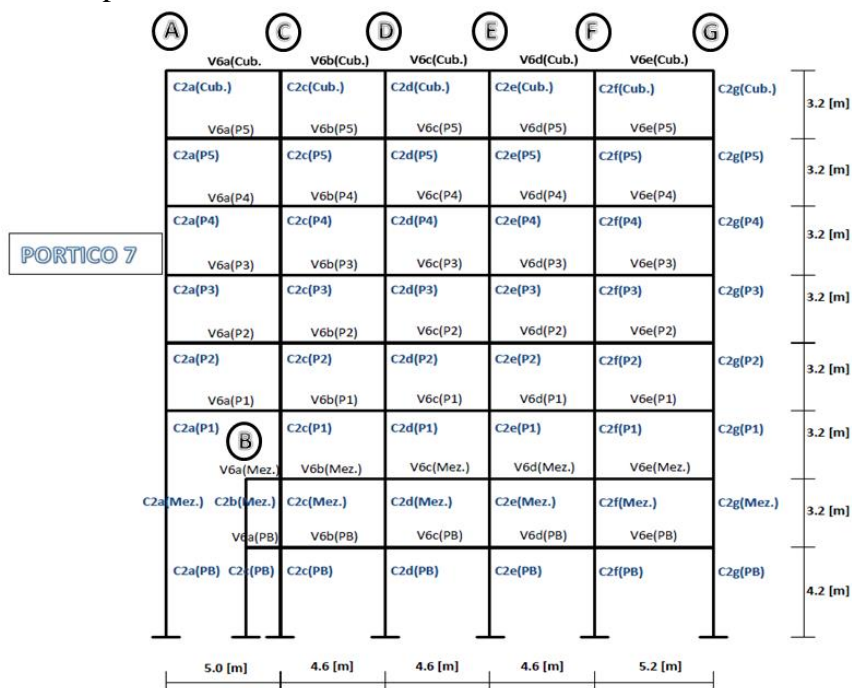


Fig.4.1 Asignaciones en vigas y columnas del pórtico 7

(Fuente: Elaboración Propia)

Los momentos negativos para la etapa de servicio y para la etapa de construcción en vigas se presentan a continuación:

MOMENTO NEGATIVO [Tn-m]														
A		B		C		D		E		F		G		NIVEL
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	
		-0.75	-1.19	-2.57	-0.97	-4.56	-5.95	-3.51	-4.07	-5.36	-4.88	-5.12	-6.07	PB
		-0.82	-1.31	-2.40	-1.44	-5.97	-6.41	-4.85	-3.17	-8.28	-5.02	-6.36	-6.40	Mezanine
-2.28	-2.36			-6.61	-3.28	-4.79	-4.04	-4.68	-3.46	-6.39	-3.26	-5.90	-4.72	P1
-1.35	-2.31			-7.53	-3.75	-5.94	-4.26	-5.38	-2.99	-7.00	-3.45	-4.83	-3.96	P2
-1.45	-2.58			-6.17	-2.44	-5.16	-3.09	-5.69	-3.78	-6.65	-3.39	-4.65	-3.93	P3
-1.42	-2.23			-7.17	-3.51	-5.15	-2.95	-5.92	-3.92	-6.77	-3.32	-4.70	-3.98	P4
-0.46	-1.96			-5.14	-2.61	-4.07	-2.98	-4.17	-3.08	-5.29	-3.27	-3.64	-4.16	P5
-0.10	-0.86			-2.06	-3.09	-1.67	-3.82	-1.68	-3.55	-2.00	-3.61	-1.26	-3.06	Cubierta

Tabla 4.1 Momentos negativos en vigas del pórtico 7

(Fuente: Elaboración propia)

Los momentos positivos para la etapa de servicio y para la etapa de construcción en vigas se presentan a continuación:

MOMENTO POSITIVO [Tn-m]										
V6a		V6b		V6c		V6d		V6e		NIVEL
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	
1.86	1.89	3.27	3.83	2.29	2.35	2.14	2.32	4.09	4.06	PB
4.21	5.63	4.43	4.16	2.60	2.00	3.39	2.54	6.44	4.27	Mezanine
6.06	3.72	2.41	1.26	2.92	1.91	2.71	1.80	5.00	3.16	P1
2.79	1.96	3.44	1.86	3.44	1.86	3.07	1.94	5.28	3.02	P2
6.82	3.64	2.69	1.67	3.33	1.86	2.96	1.93	5.08	3.01	P3
6.99	3.82	2.84	1.96	3.50	1.94	2.99	1.93	5.23	3.06	P4
5.78	4.07	2.18	2.00	2.70	1.92	2.31	1.97	4.12	3.09	P5
2.06	4.26	0.77	1.88	0.98	1.73	0.80	1.80	1.53	3.10	Cubierta

Tabla 4.2 Momentos positivos en vigas del pórtico 7

(Fuente: Elaboración propia)

Los esfuerzos de corte para la etapa de servicio y para la etapa de construcción en vigas se presentan a continuación:

CORTANTE [Tn]										
V6a						V6b				
A		B		C		C		D		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
		-2.32	-2.89	-1.84	-2.02	-4.69	-4.12	6.04	7.02	PB
		-4.26	-5.83	-3.94	-5.51	-5.76	-2.70	7.80	7.13	Mezanine
-6.31	-4.55			7.78	4.59	-6.13	-3.54	6.23	4.55	P1
-6.34	-4.45			8.60	4.72	-6.81	-3.46	6.55	4.36	P2
-6.18	-4.56			8.18	4.56	-6.49	-3.43	6.33	4.33	P3
-6.28	-4.46			8.35	4.66	-6.72	-3.56	6.47	4.31	P4
-4.73	-4.45			6.68	4.74	-5.36	-3.58	5.12	4.42	P5
-1.74	-3.81			2.52	4.56	-2.05	-3.55	1.95	4.12	Cubierta

Tabla 4.3 Esfuerzos de corte en las vigas V6a y V6b.

(Fuente: Elaboración propia)

CORTANTE [Tn]												
V6c				V6d				V6e				
D		E		E		F		F		G		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
-5.33	-4.96	4.84	5.27	-4.83	-4.67	5.18	5.48	-6.87	-6.62	6.80	7.35	PB
-6.37	-4.26	6.20	4.92	-7.23	-5.04	7.75	5.68	-10.31	-6.77	10.13	8.24	Mezanine
-6.27	-3.63	6.45	4.38	-6.02	-3.73	6.44	4.29	-8.22	-4.81	7.99	5.78	P1
-6.60	-3.76	6.80	4.12	-6.34	-3.74	7.10	4.26	-7.82	-4.32	5.96	4.17	P2
-6.33	-3.75	6.58	4.11	-6.10	-3.78	6.85	4.21	-7.48	-4.28	5.74	4.13	P3
-6.49	-3.73	6.85	4.22	-6.30	-3.81	7.04	4.27	-7.68	-4.29	5.83	4.18	P4
-5.10	-3.75	5.36	4.27	-4.91	-3.83	5.54	4.32	-6.06	-4.31	4.60	4.32	P5
-1.98	-3.74	2.05	3.91	-1.88	-3.73	2.11	4.05	-2.36	-4.30	1.76	3.67	Cubierta

Tabla 4.4 Esfuerzos de corte en las vigas V6c, V6d y V6e.

(Fuente: Elaboración propia)

Con el fin de demostrar de forma más clara la diferencia en los esfuerzos en vigas del pórtico 7 entre la etapa de servicio y la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4.



Fig. 4.2 Diagramas de Momentos Negativos en los Nudos A, B y C del pórtico 7.

(Fuente: Elaboración propia)

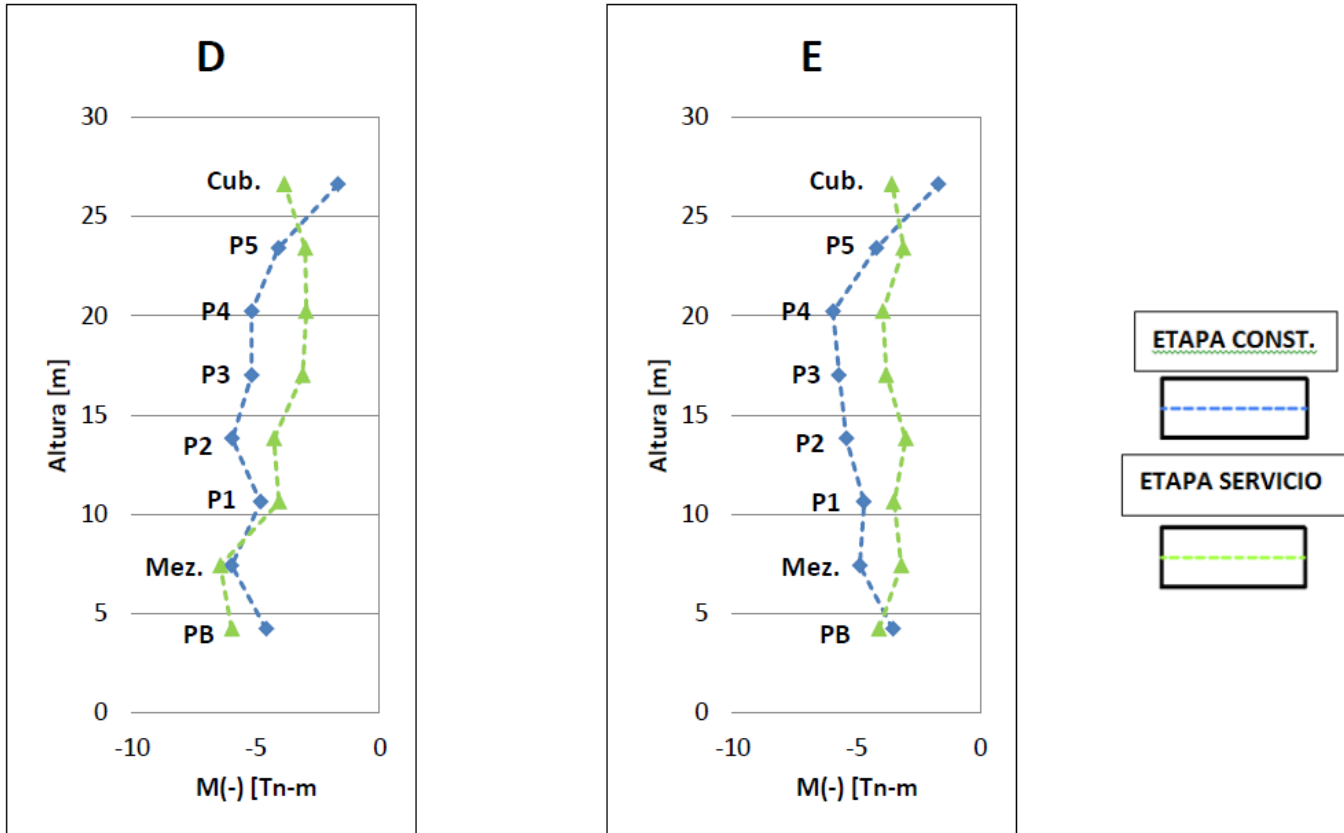


Fig. 4.3 Diagramas de Momentos Negativos en los Nudos D y E del pórtico 7.

(Fuente: Elaboración propia)

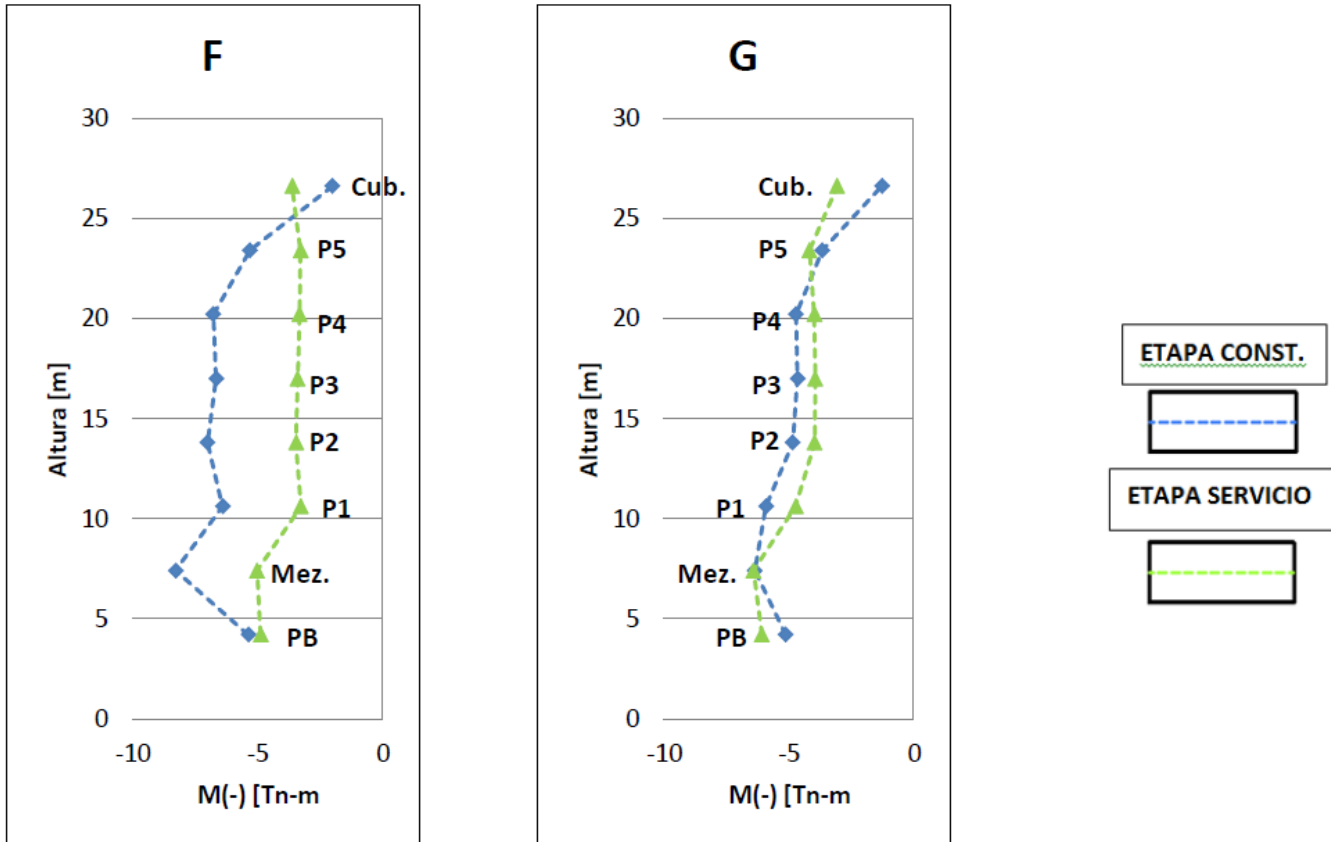


Fig. 4.4 Diagramas de Momentos Negativos en los Nudos F y G del pórtico 7.

(Fuente: Elaboración propia)

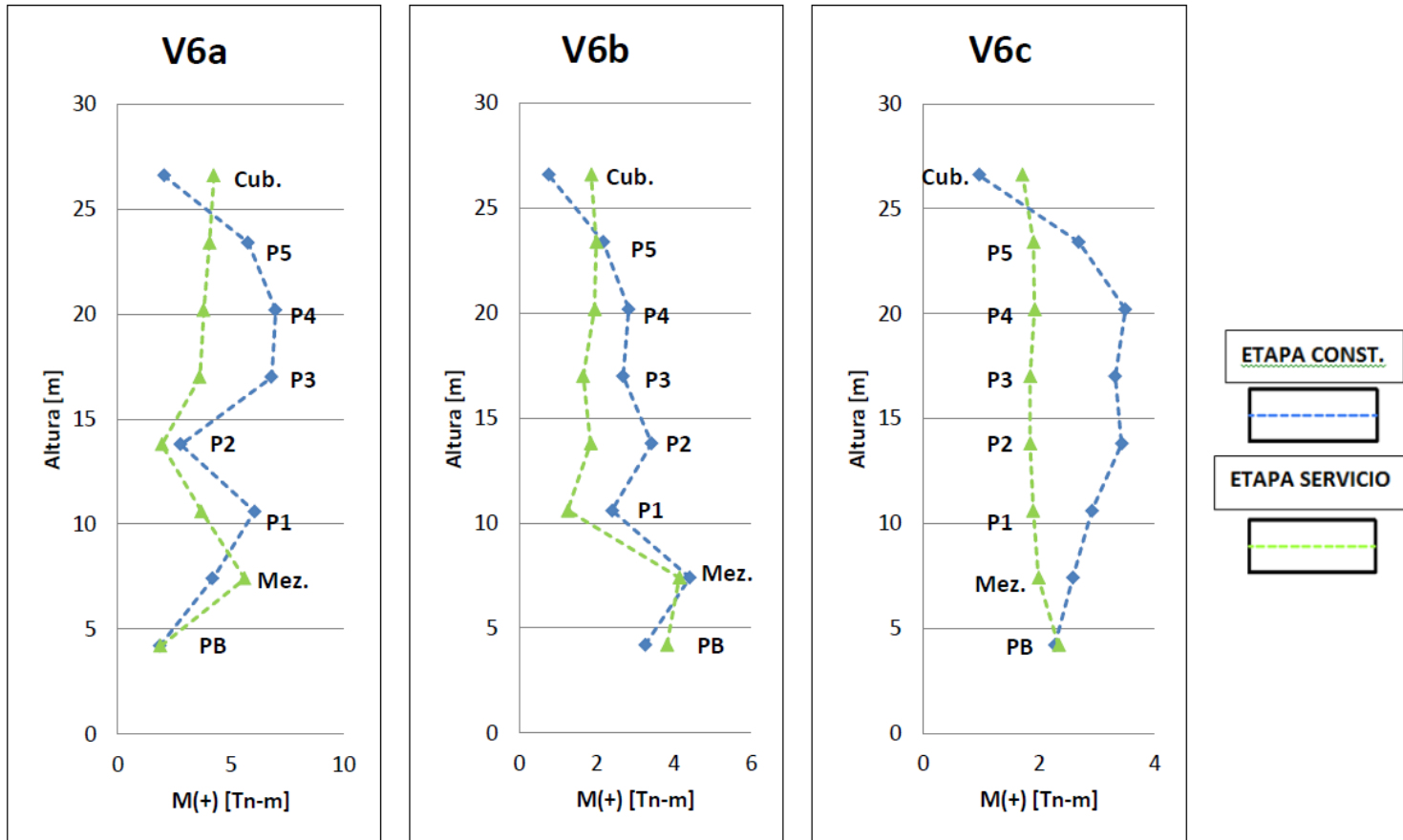


Fig. 4.5 Diagramas de Momentos Positivos en las vigas V6a, V6b y V6c.

(Fuente: Elaboración propia)

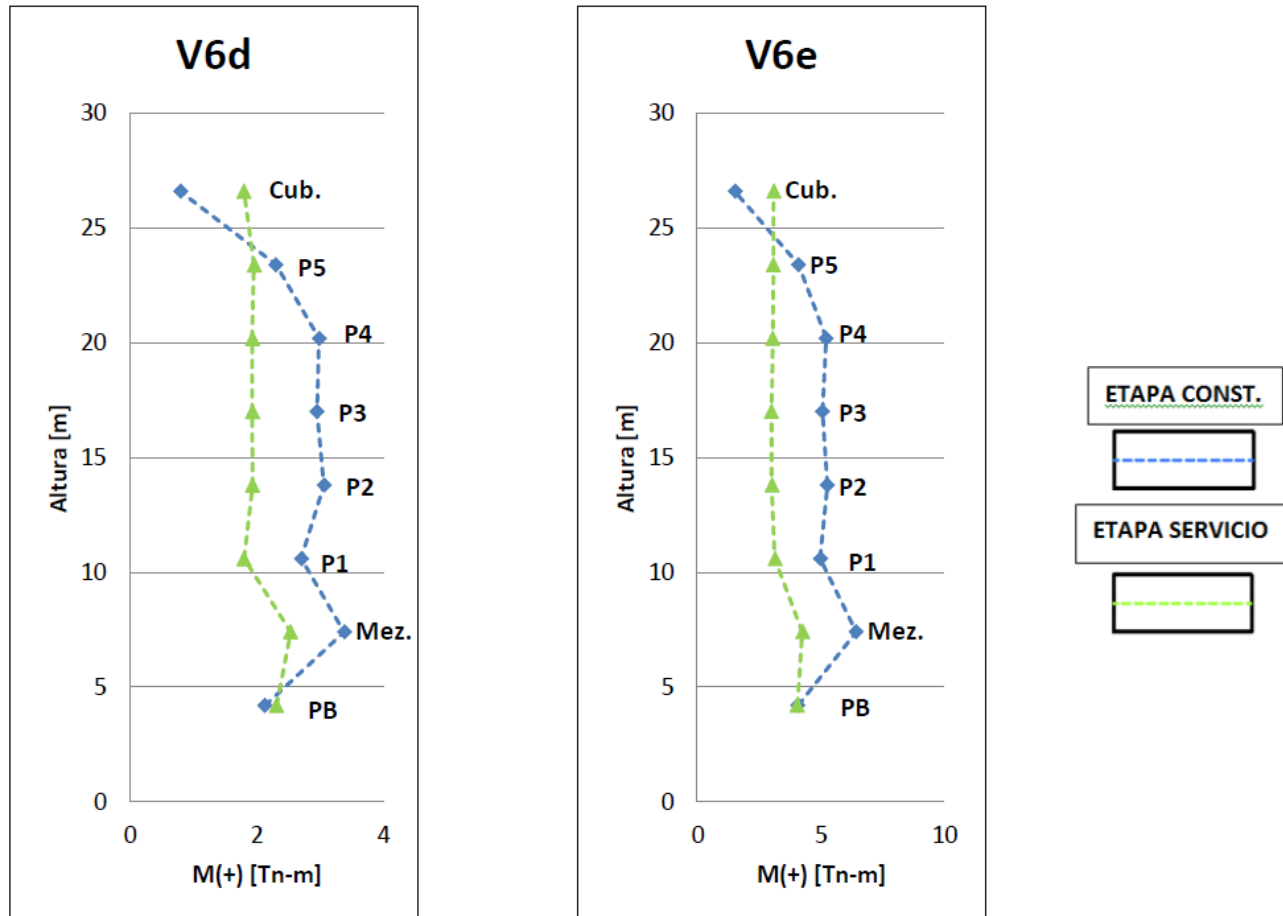


Fig. 4.6 Diagramas de Momentos Positivos en las vigas V6d y V6e.

(Fuente: Elaboración propia)

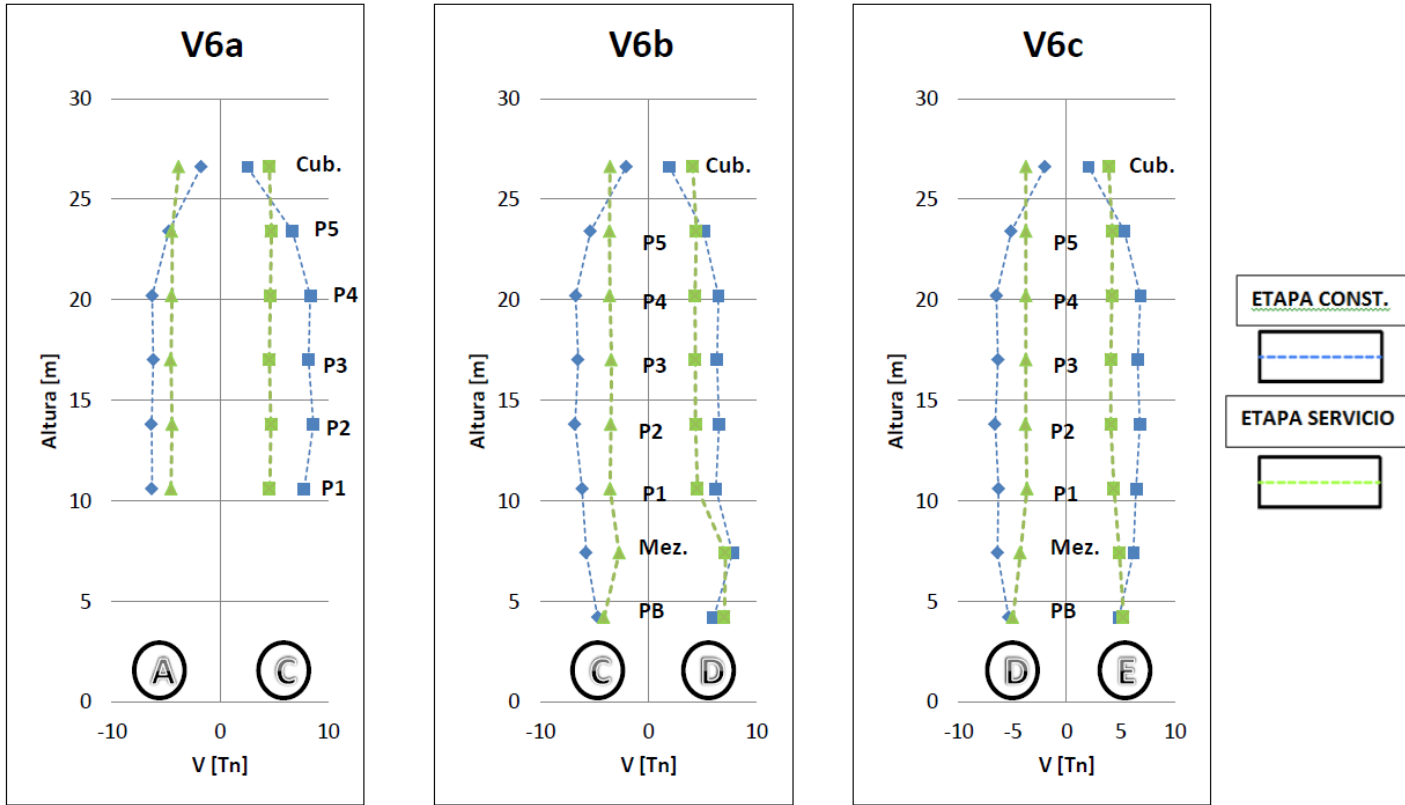


Fig. 4.7 Diagramas de Cortantes en las vigas V6a, V6b y V6c.

(Fuente: Elaboración propia)

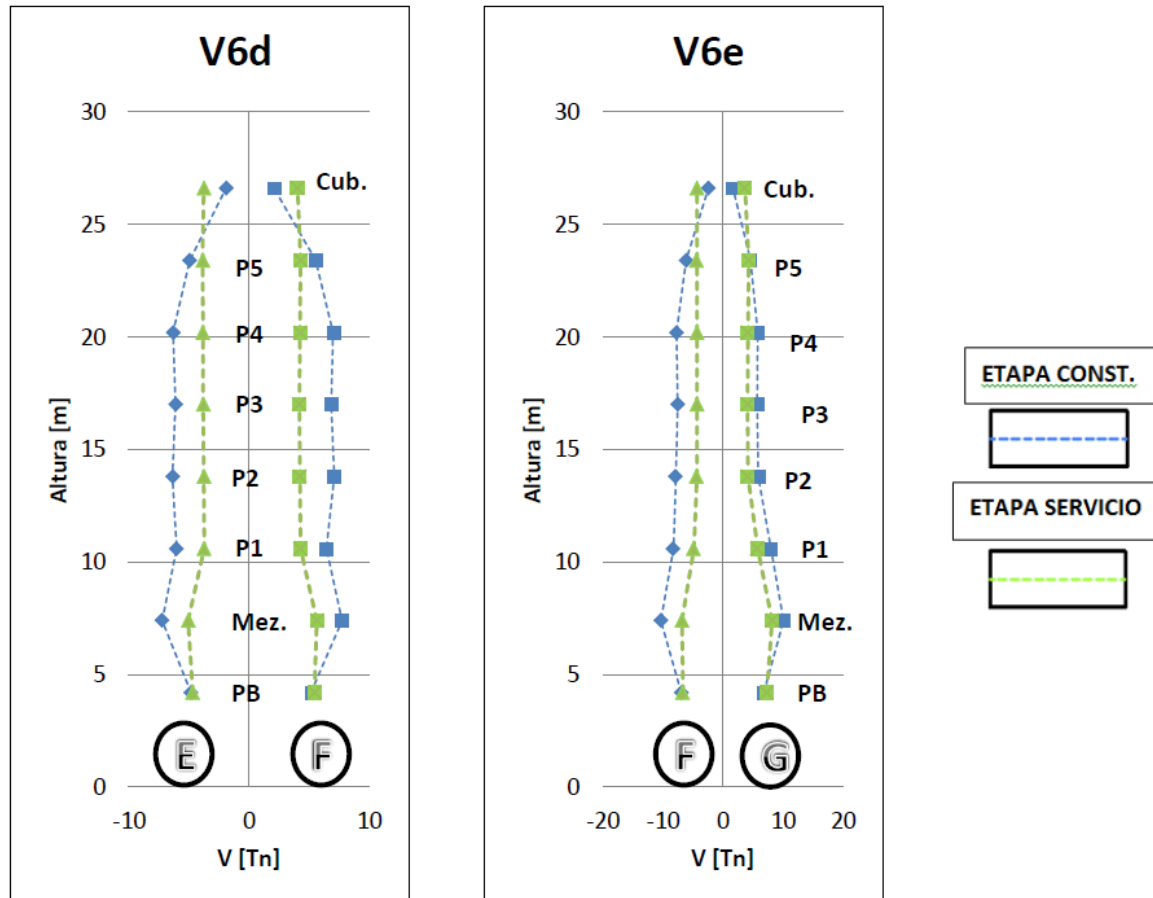


Fig. 4.8 Diagramas de Cortantes en las vigas V6d y V6e.

(Fuente: Elaboración propia)

4.1.1.2 Análisis vigas Pórtico D

A continuación se muestra las comparaciones entre momentos y cortantes en vigas del pórtico D obtenidos considerando un análisis del edificio en etapa de servicio y un análisis en etapa de construcción:

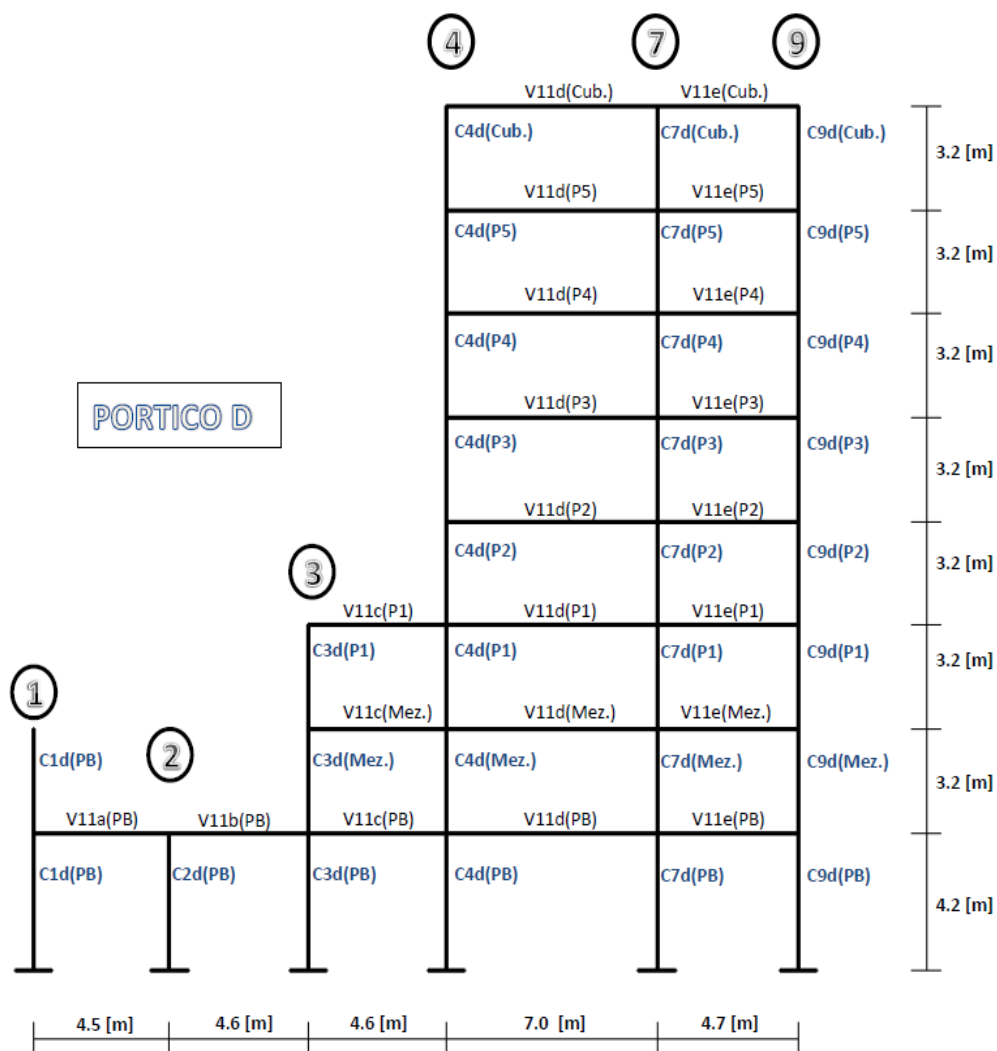


Fig.4.9 Asignaciones en vigas y columnas del pórtico D.

(Fuente: Elaboración propia)

Los momentos negativos para la etapa de servicio y para la etapa de construcción en vigas se presentan a continuación:

MOMENTO NEGATIVO [Tn-m]												
1		2		3		4		7		9		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
-0.71	-0.49	-1.51	-2.17	-5.09	-4.72	-11.17	-12.34	-10.89	-10.91	-5.51	-3.76	PB
				-4.63	-1.10	-15.97	-13.52	-12.38	-9.71	-4.55	-0.33	Mezanine
				-6.12	-2.04	-13.9	-10.34	-11.98	-7.50	-6.12	-0.95	P1
						-16.40	-10.81	-8.80	-7.00	-8.83	-1.78	P2
						-15.46	-10.11	-8.56	-7.21	-8.14	-1.45	P3
						-15.36	-9.85	-6.52	-6.34	-9.26	-1.98	P4
						-12.25	-10.19	-4.59	-6.96	-7.75	-2.10	P5
						-4.65	-8.33	-3.13	-3.75	-3.13	-3.75	Cubierta

Tabla 4.5 Momentos negativos en vigas del pórtico D.

(Fuente: Elaboración propia)

Los momentos positivos para la etapa de servicio y para la etapa de construcción en vigas se presentan a continuación:

MOMENTO POSITIVO [Tn-m]										
V11a		V11b		V11c		V11d		V11e		NIVEL
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	
4.41	4.62	0.69	0.53	2.24	2.48	7.88	8.06	3.09	2.69	PB
						13.89	9.09	3.22	1.56	Mezanine
				3.27	2.97	10.06	6.26	3.10	1.61	P1
						14.68	8.15	3.77	1.86	P2
						14.40	8.51	3.54	1.59	P3
						16.03	9.14	3.50	1.91	P4
						12.45	8.77	3.33	2.80	P5
						4.90	9.53	1.11	2.74	Cubierta

Tabla 4.6 Momentos positivos en vigas del pórtico D.

(Fuente: Elaboración propia)

Los esfuerzos de corte para la etapa de servicio y para la etapa de construcción en vigas se presentan a continuación:

CORTANTE [Tn]												
V11a				V11b				V11c				
1		2		2		3		3		4		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
-4.50	-4.55	5.92	6.19	-1.98	-2.40	3.11	3.17	-5.63	-5.58	3.46	4.08	PB
								-1.67	-0.65	0.50	0.47	Mezanine
								-6.53	-3.50	2.24	2.27	P1

Tabla 4.7 Esfuerzos de corte en las vigas V11a, V11b y V11c.

(Fuente: Elaboración propia)

CORTANTE [Tn]								
V11d				V11e				
4		7		7		9		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	
-10.45	-11.13	10.40	10.56	-5.14	-6.53	6.34	5.38	PB
-15.92	-12.13	14.56	10.56	-1.51	-2.02	4.24	1.90	Mezanine
-12.81	-8.88	11.98	7.68	-6.00	-5.50	7.05	2.95	P1
-15.01	-9.466	13.2	8.487	-5.51	-5.06	8.70	3.44	P2
-14.44	-9.34	12.86	8.70	-5.51	-5.39	8.18	3.19	P3
-14.57	-9.18	12.37	8.35	-5.48	-5.03	8.51	3.48	P4
-11.45	-9.20	9.43	8.47	-3.66	-4.37	7.11	3.85	P5
-4.497	-8.50	3.61	7.38	-1.30	-3.39	2.76	4.52	Cubierta

Tabla 4.8 Esfuerzos de corte en las vigas V11d y V11e.

(Fuente: Elaboración propia)

Con el fin de demostrar de forma más clara la diferencia en los esfuerzos en vigas del pórtico D entre la etapa de servicio y la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.5, 4.6, 4.7 y 4.8.

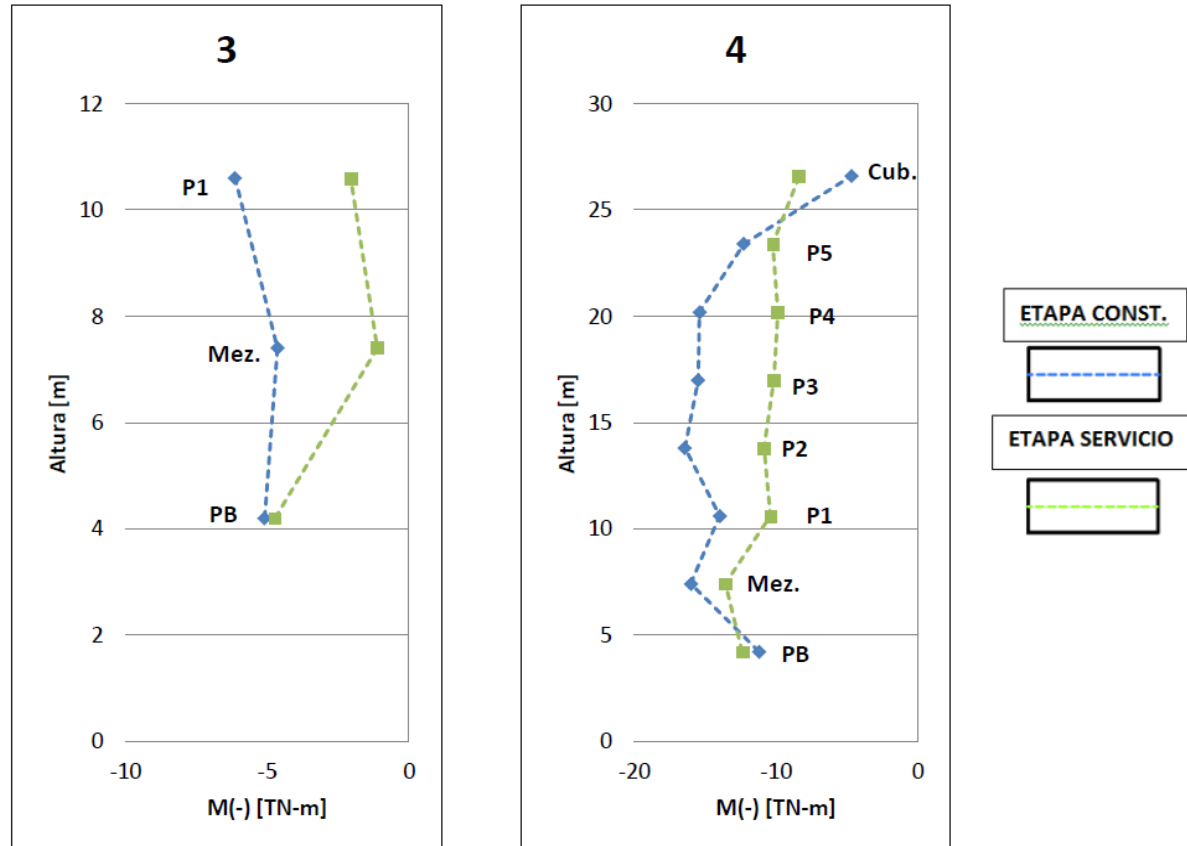


Fig. 4.10 Diagramas de Momentos Negativos en los Nudos 3 y 4 del pórtico D.

(Fuente: Elaboración propia)

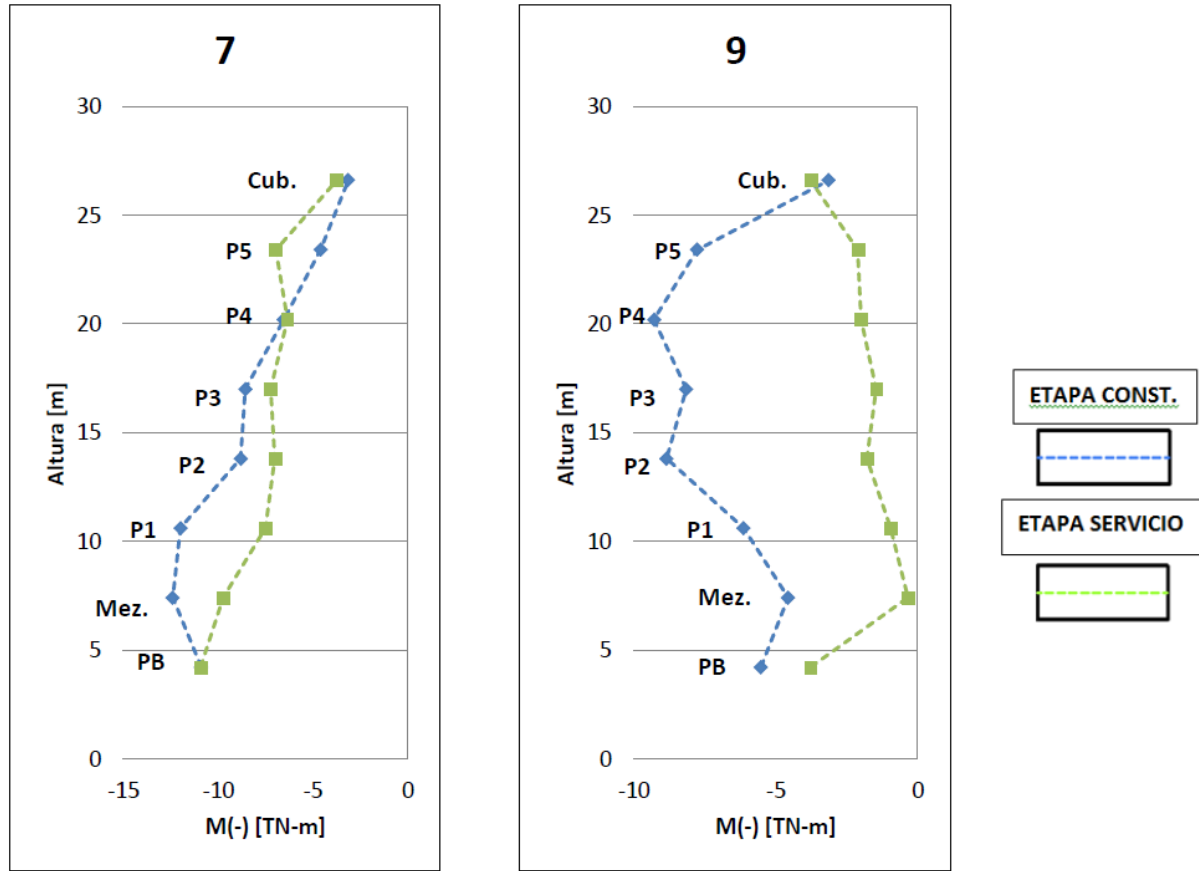


Fig. 4.11 Diagramas de Momentos Negativos en los Nudos 7 y 9 del pórtico D.

(Fuente: Elaboración propia)

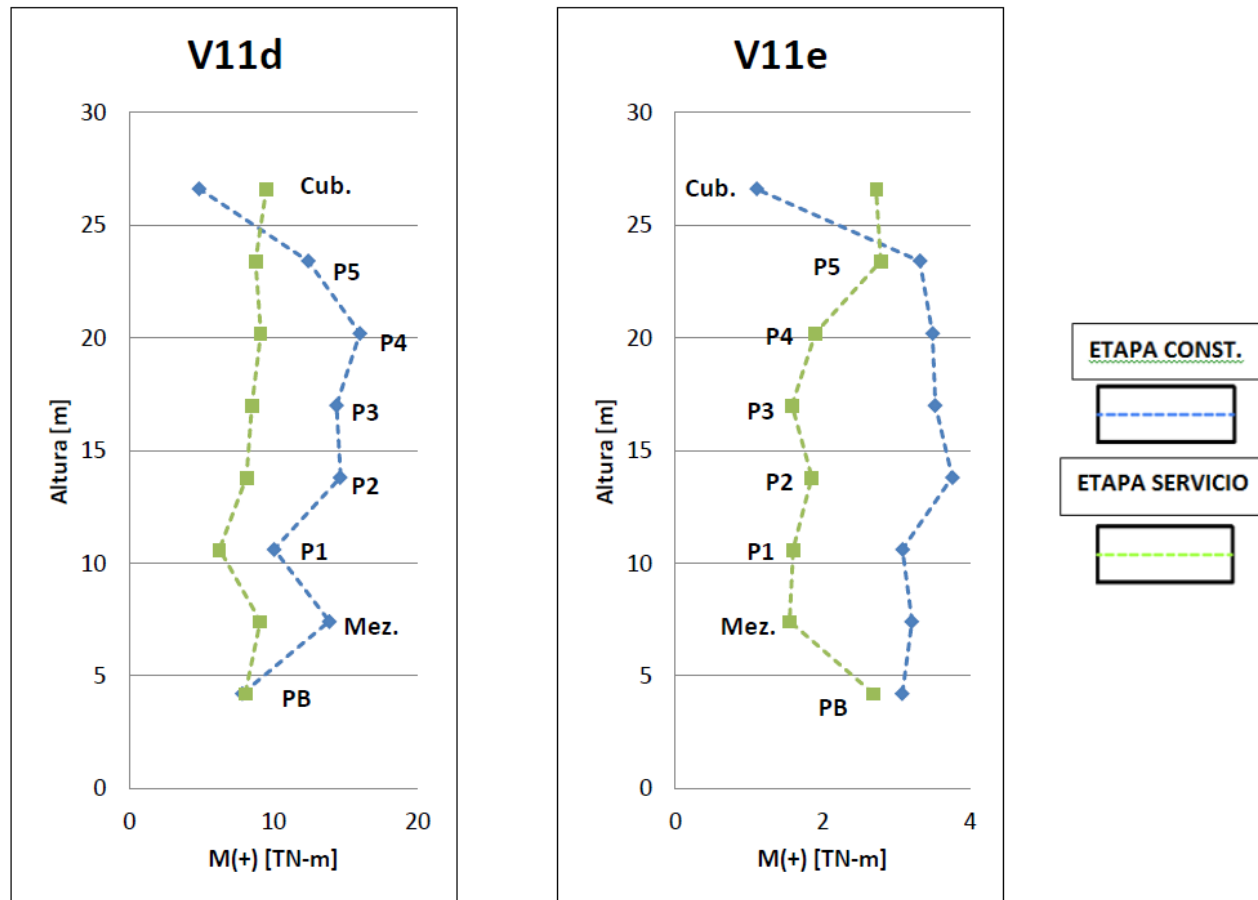


Fig. 4.12 Diagramas de Momentos Positivos en las vigas V11d y V11e.

(Fuente: Elaboración propia)

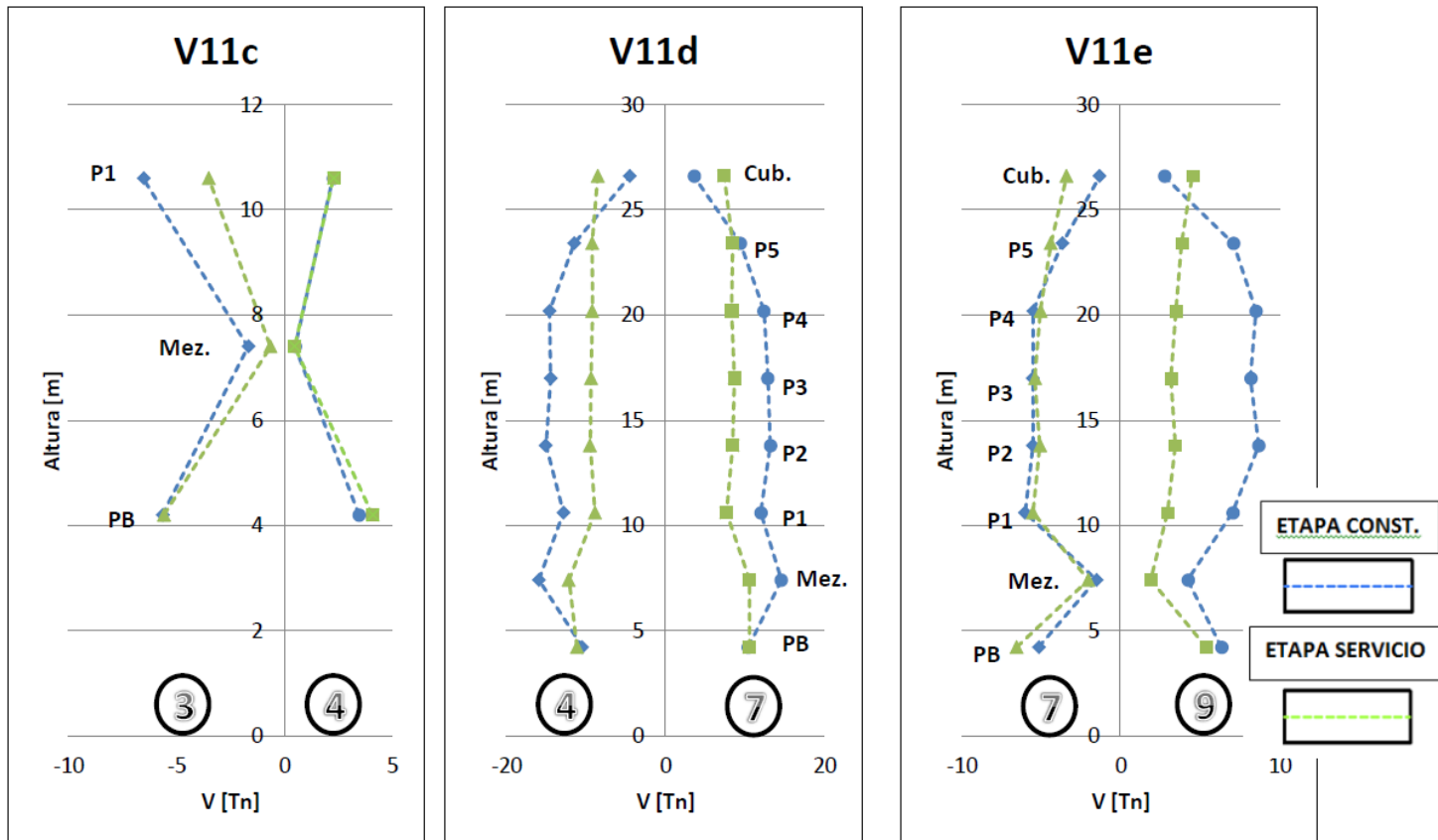


Fig. 4.13 Diagramas de Cortantes en las vigas V11c, V11d y V11e.

(Fuente: Elaboración propia)

4.1.1.3 Análisis vigas Pórtico G

A continuación se muestra las comparaciones entre momentos y cortantes en vigas del pórtico G obtenidos considerando un análisis del edificio en etapa de servicio y un análisis en etapa de construcción:

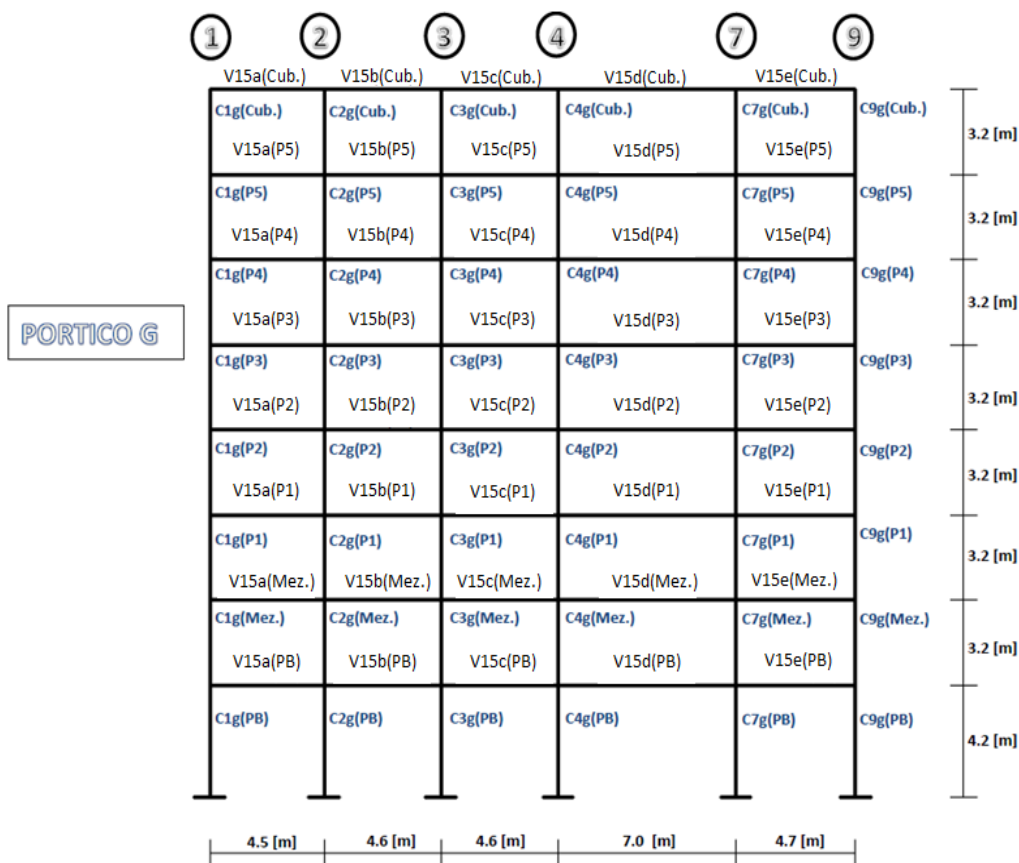


Fig.4.14 Asignaciones en vigas y columnas del pórtico G.

(Fuente: Elaboración propia)

Los momentos negativos para la etapa de servicio y para la etapa de construcción en vigas se presentan a continuación:

MOMENTO NEGATIVO [Tn-m]												
1		2		3		4		7		9		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
-2.12	-2.36	-4.30	-4.55	-3.91	-3.32	-9.72	-9.26	-9.39	-9.45	-6.04	-4.08	PB
-1.37	-2.01	-6.38	-4.77	-5.30	-2.84	-12.46	-9.80	-14.27	-10.45	-5.03	-0.75	Mezanine
-1.15	-1.24	-5.79	-3.91	-6.29	-4.18	-10.74	-7.24	-11.29	-6.88	-6.61	-1.34	P1
-0.40	-0.99	-6.96	-4.01	-6.45	-3.15	-13.41	-8.69	-10.04	-7.00	-9.94	-3.30	P2
-0.51	-1.16	-6.47	-3.83	-5.98	-2.93	-12.73	-8.28	-9.93	-7.31	-9.16	-2.76	P3
-0.54	-1.01	-6.38	-3.68	-6.00	-2.92	-12.92	-8.18	-10.20	-7.55	-9.51	-3.00	P4
-0.03	-0.97	-4.90	-3.48	-4.74	-2.92	-10.49	-8.41	-8.12	-7.86	-8.06	-3.31	P5
-0.02	-0.25	-1.81	-3.20	-1.76	-2.96	-4.27	-7.07	-3.54	-7.79	-3.39	-4.31	Cubierta

Tabla 4.9 Momentos negativos en vigas del pórtico G.

(Fuente: Elaboración propia)

Los momentos positivos para la etapa de servicio y para la etapa de construcción en vigas se presentan a continuación:

MOMENTO POSITIVO [Tn-m]										
V15a		V15b		V15c		V15d		V15e		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
3.33	3.29	2.32	2.25	2.08	2.31	7.04	6.75	3.43	3.04	PB
5.10	3.23	3.02	2.07	2.99	2.42	11.00	7.13	1.78	0.92	Mezanine
4.64	2.66	2.72	1.62	2.59	1.84	8.58	4.95	3.61	2.79	P1
5.81	3.08	3.41	1.90	3.19	2.33	9.88	6.40	4.86	2.30	P2
5.59	3.03	3.30	1.94	3.05	2.30	9.66	6.64	4.62	2.79	P3
5.83	3.21	3.50	2.13	2.95	2.23	10.39	7.04	4.82	2.44	P4
4.80	3.36	2.80	2.27	2.36	2.27	8.11	6.85	4.46	3.42	P5
1.71	3.49	0.95	2.28	1.14	2.09	3.72	7.18	1.53	3.38	Cubierta

Tabla 4.10 Momentos positivos en vigas del pórtico G.

(Fuente: Elaboración propia)

Los esfuerzos de corte para la etapa de servicio y para la etapa de construcción en vigas se presentan a continuación:

CORTANTE [Tn]								
V15a				V15b				
1		2		2		3		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
-4.86	-5.06	5.93	6.11	-5.06	-5.55	5.27	4.99	PB
-5.69	-4.60	8.51	6.12	-6.79	-5.55	7.04	4.57	Mezanine
-5.10	-3.48	7.68	4.95	-6.23	-4.41	6.21	3.59	P1
-5.35	-3.51	8.12	4.67	-6.35	-4.07	6.97	3.83	P2
-5.23	-3.59	7.72	4.57	-6.18	-4.14	6.62	3.74	P3
-5.42	-3.60	7.89	4.61	-6.41	-4.19	6.83	3.83	P4
-4.16	-3.69	6.30	4.63	-5.00	-4.20	5.47	3.94	P5
-1.54	-3.21	2.37	4.46	-1.90	-3.84	2.07	3.90	Cubierta

Tabla 4.11 Esfuerzos de corte en las vigas V15a y V15b.

(Fuente: Elaboración propia)

CORTANTE [Tn]												
V15c				V15d				V15e				
3		4		4		7		7		9		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
-5.58	-5.80	4.85	4.74	-7.85	-7.05	9.60	9.60	-6.07	-7.36	7.78	6.63	PB
-8.16	-5.95	6.66	4.65	-11.62	-8.19	14.48	10.38	-3.29	-4.20	4.50	1.96	Mezanine
-7.04	-4.73	5.59	3.46	-8.92	-5.31	11.59	7.19	-6.83	-5.89	8.69	3.95	P1
-6.31	-4.23	5.53	3.38	-14.67	-9.32	8.60	5.75	-6.48	-5.24	15.27	7.35	P2
-6.21	-4.43	5.24	3.24	-14.14	-9.29	8.41	5.89	-6.45	-5.66	14.49	7.02	P3
-6.53	-4.66	5.32	3.22	-14.29	-9.18	8.59	5.99	-6.60	-5.33	15.07	7.37	P4
-5.33	-4.86	4.25	3.21	-11.30	-9.16	6.85	6.04	-4.30	-4.52	12.32	7.78	P5
-2.45	-4.98	1.80	3.12	-4.68	-8.57	3.13	6.02	-1.53	-3.71	4.76	8.25	Cubierta

Tabla 4.12 Esfuerzos de corte en las vigas V15a, V15b y V15c.

(Fuente: Elaboración propia)

Con el fin de demostrar de forma más clara la diferencia en los esfuerzos en vigas del pórtico G entre la etapa de servicio y la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12.

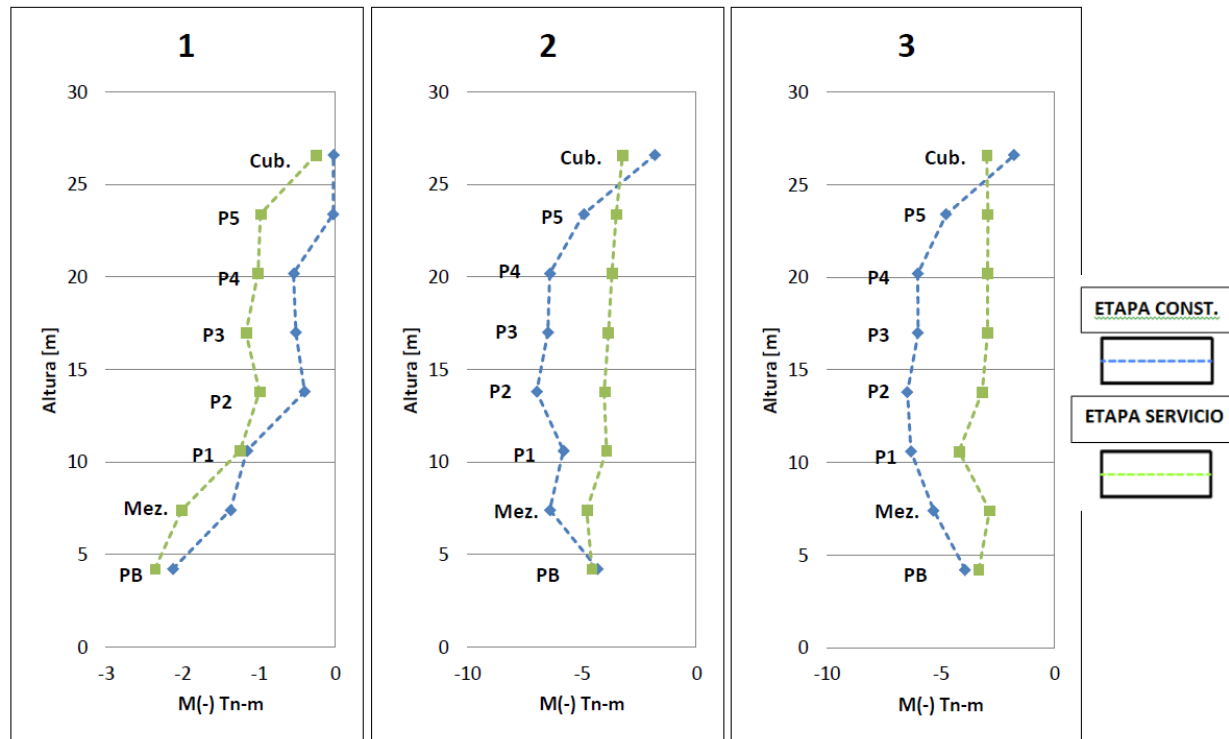


Fig. 4.15 Diagramas de Momentos Negativos en los Nudos 1,2 y 3 del pórtico G.

(Fuente: Elaboración propia)

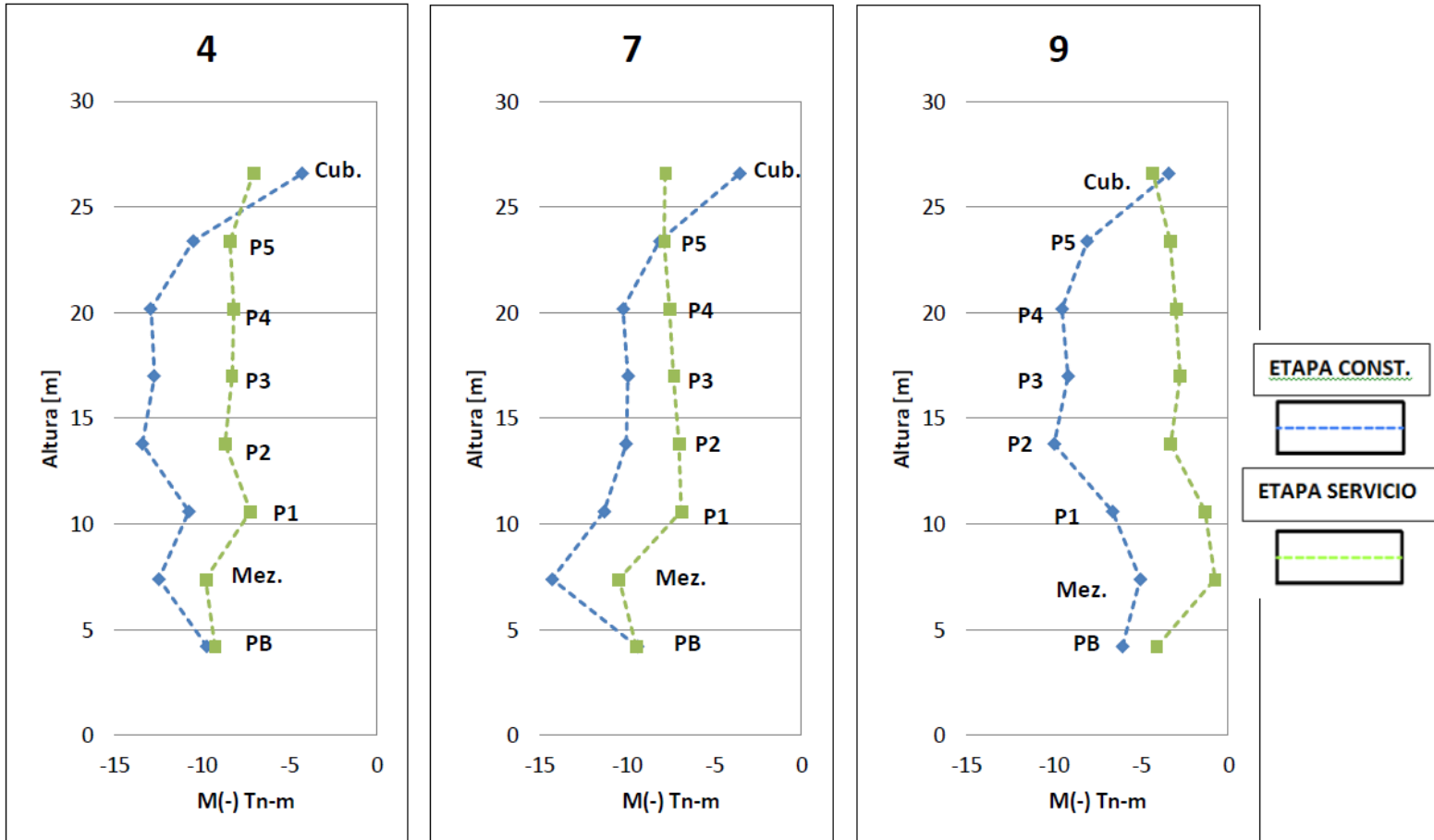


Fig. 4.16 Diagramas de Momentos Negativos en los Nudos 4, 7 y 9 del pórtico G.

(Fuente: Elaboración propia)

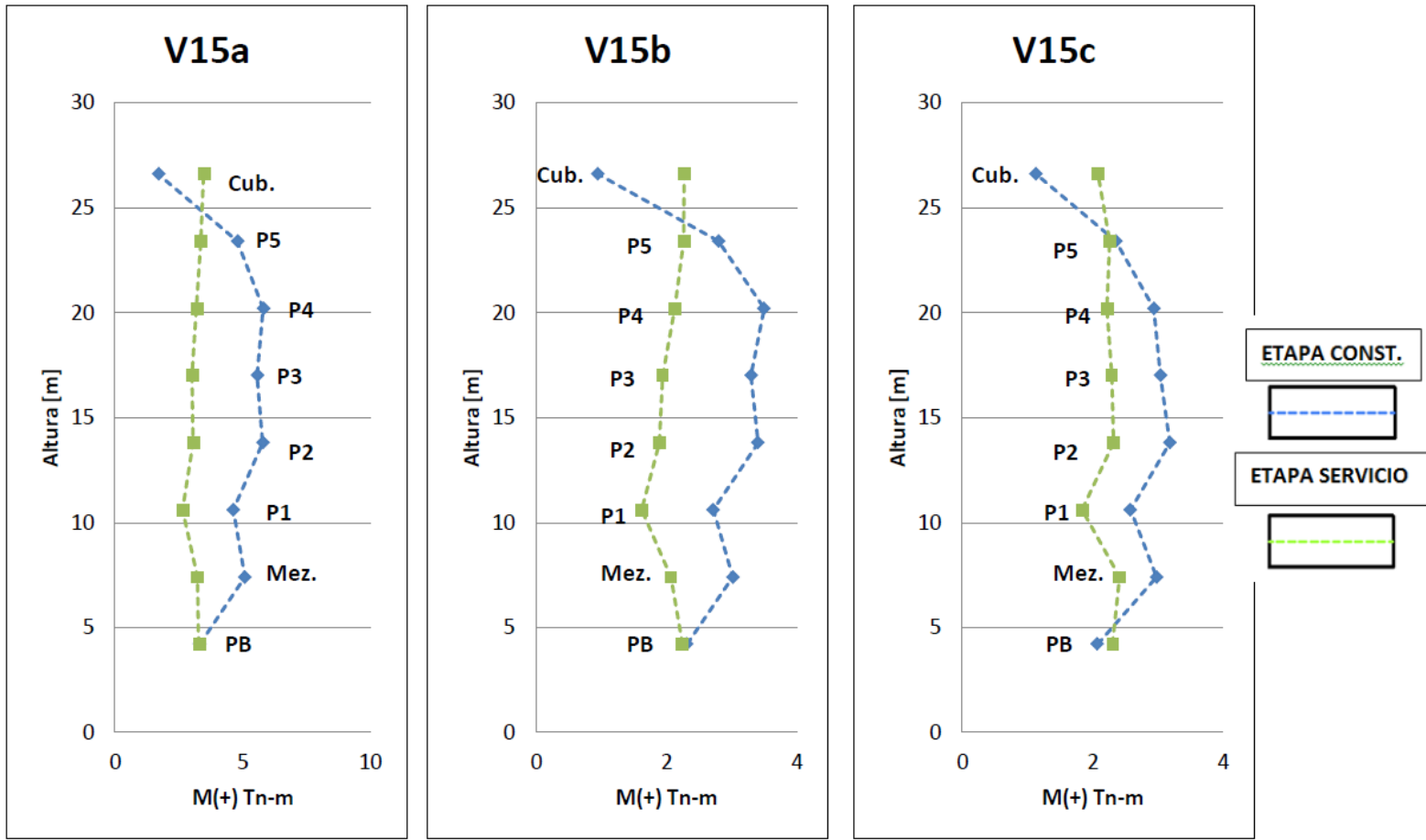


Fig. 4.17 Diagramas de Momentos Positivos en las vigas V15a, V15b y V15c.

(Fuente: Elaboración propia)

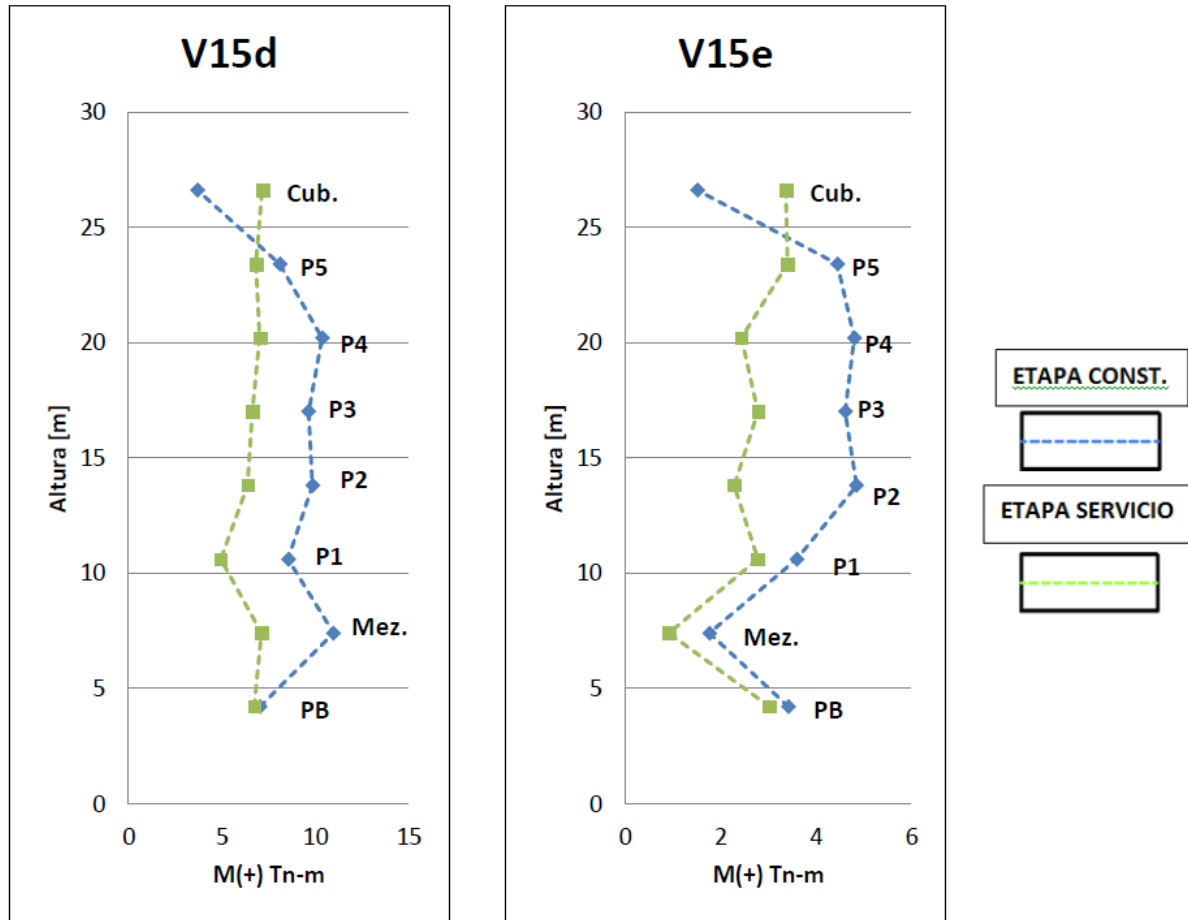


Fig. 4.18 Diagramas de Momentos Positivos en las vigas V15d y V15e.

(Fuente: Elaboración propia)

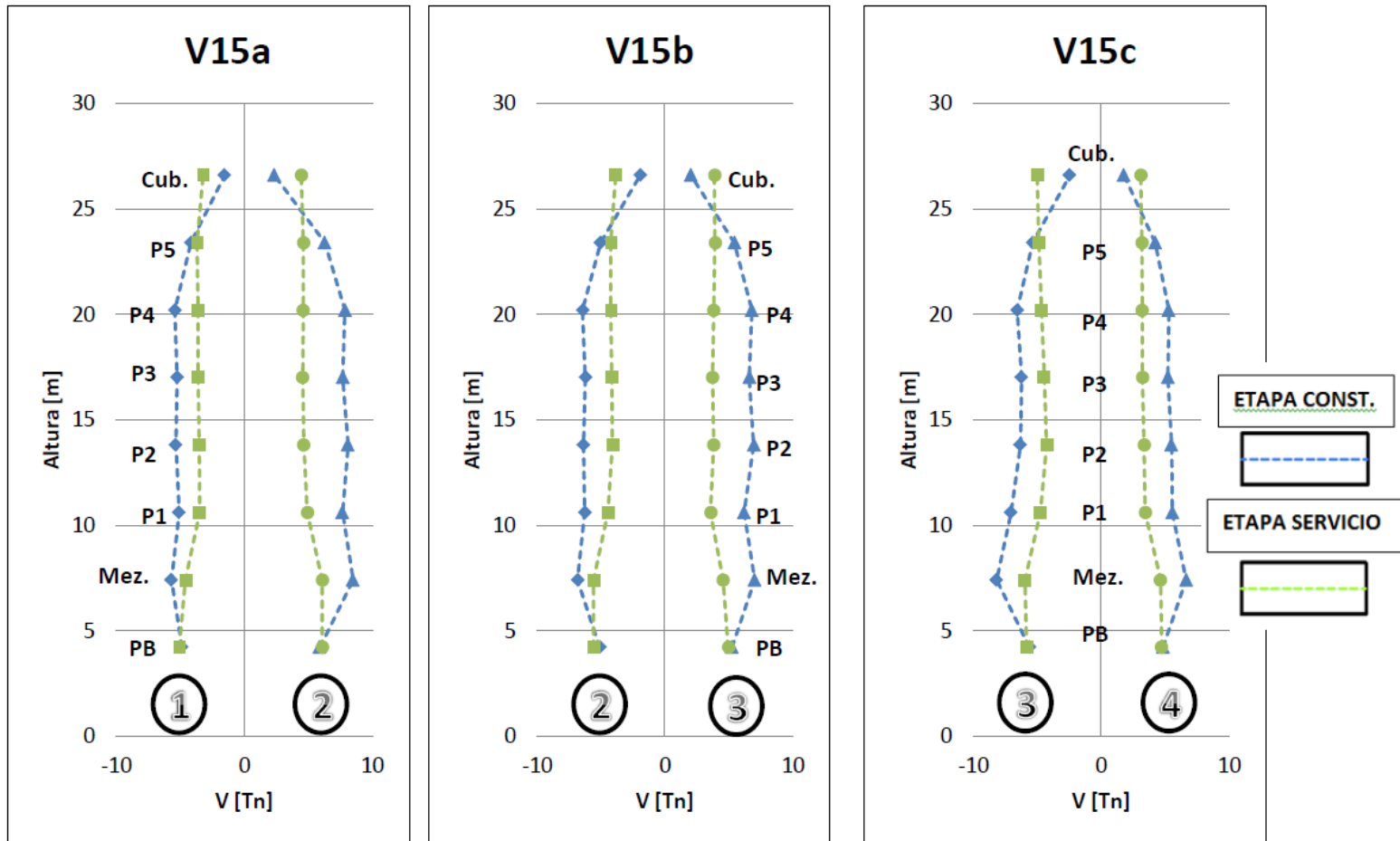


Fig. 4.19 Diagramas de Cortantes en las vigas V15a, V15b y V15c.

(Fuente: Elaboración propia)

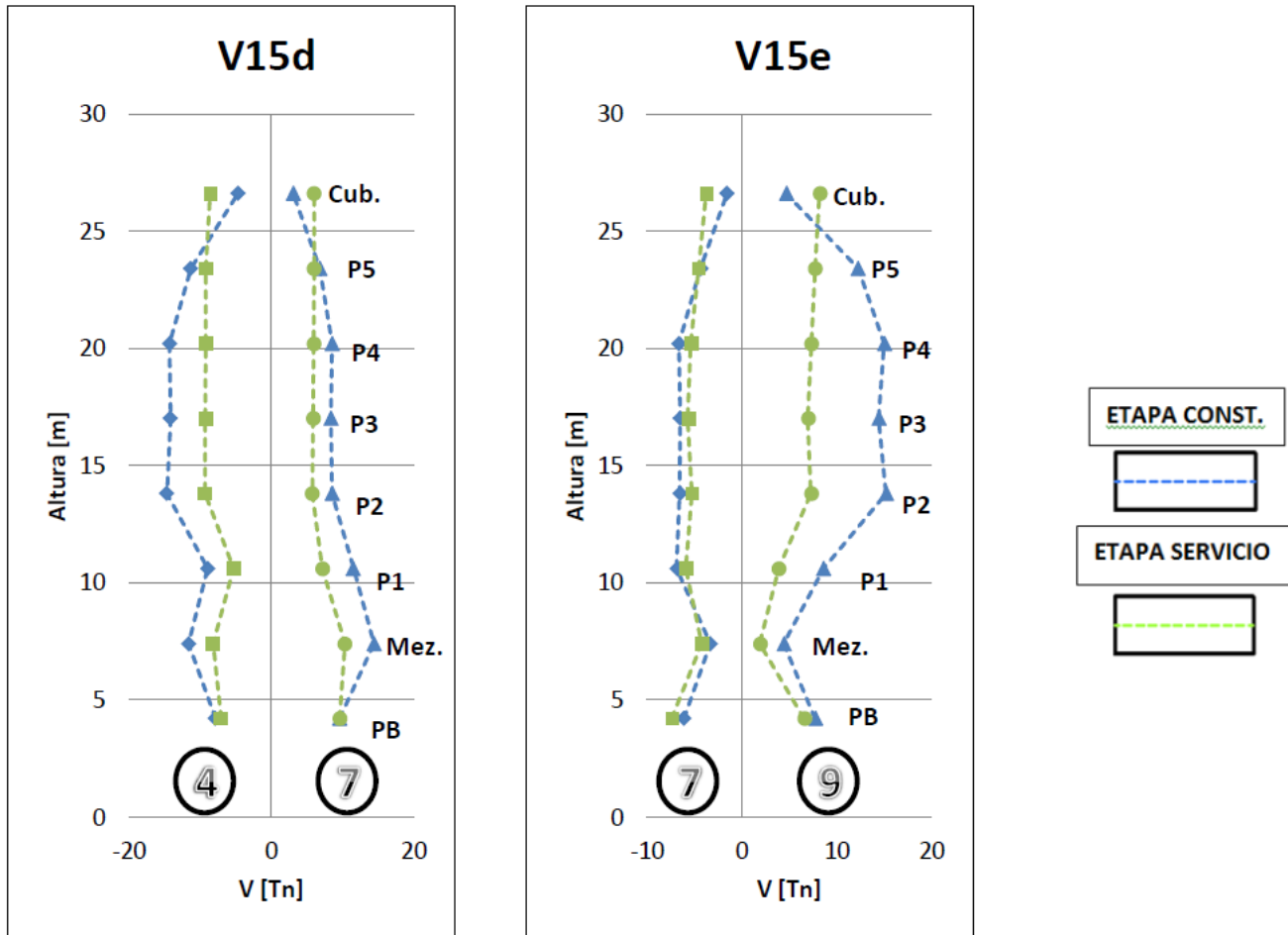


Fig. 4.20 Diagramas de Cortantes en las vigas V15d y V15e.

(Fuente: Elaboración propia)

4.1.2 Análisis de esfuerzos en columnas

Se analizaron 2 pórticos para realizar una comparación entre esfuerzos producidos en columnas en la etapa de servicio y esfuerzos producidos en columnas en la etapa constructiva.

A continuación se presentan las comparaciones de esfuerzos realizadas en los Pórticos 2 y G.

4.1.2.1 Análisis columnas Pórtico 2

A continuación se muestra las comparaciones entre esfuerzos en columnas del pórtico 2 obtenidos considerando un análisis del edificio en etapa de servicio y un análisis en etapa de construcción:

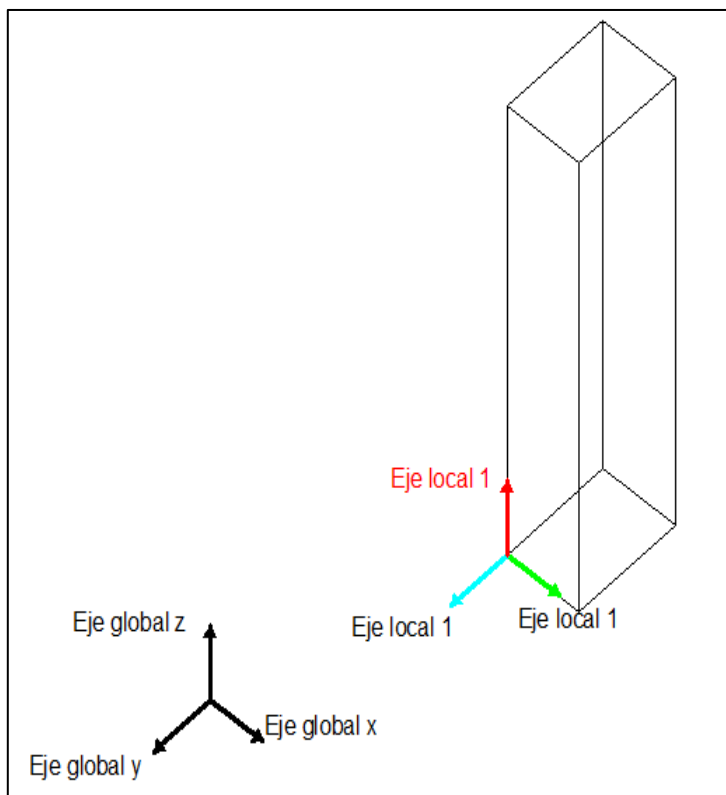


Fig. 4.21 Ejes locales y globales en las columnas del edificio.

(Fuente: Elaboración propia)

Los momentos en el eje local 2 en las columnas para la etapa de servicio y para la etapa de construcción se presentan a continuación:

MOMENTO EN EL EJE 2 [Tn-m]												
C2e				C2f				C2g				
Inicio Columna		Cabeza Columna		Inicio Columna		Cabeza Columna		Inicio Columna		Cabeza Columna		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
0.30	0.33	-0.29	-0.34	0.86	0.88	-0.40	-0.47	0.70	0.73	-0.40	-0.42	PB
0.19	0.20	-0.20	-0.20	0.84	0.87	-0.69	-0.43	0.67	1.02	-1.21	-0.76	Mezanine
0.24	0.30	-0.28	-0.35	0.85	0.79	-1.07	-0.80	0.90	1.36	-1.41	-1.55	P1
				0.26	0.20	-0.32	-0.17	0.25	0.35	-0.46	-0.41	P2
				0.31	0.18	-0.34	-0.16	0.26	0.49	-0.43	-0.46	P3
				0.26	0.21	-0.34	-0.19	0.23	0.47	-0.39	-0.45	P4
				0.18	0.19	-0.23	-0.19	0.13	0.33	-0.21	-0.32	P5
				0.08	0.18	-0.10	-0.20	0.05	0.28	-0.08	-0.29	Cubierta

Tabla 4.13 Momentos en el eje local 2 de las columnas C2e, C2f y C2g.

(Fuente: Elaboración propia)

MOMENTO EN EL EJE 2 [Tn-m]								
C2i				C2k				
Inicio Columna		Cebeza Columna		Inicio Columna		Cebeza Columna		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
0.57	0.55	-0.27	-0.28	0.52	0.43	-0.24	-0.19	PB
0.58	0.75	-0.15	0.04	0.57	0.66	-0.40	-0.33	Mezanine
-0.21	-0.05	-0.84	-0.88	0.81	1.07	-1.05	-1.07	P1
0.22	0.31	-0.38	-0.33	0.15	0.18	-0.23	-0.21	P2
0.20	0.37	-0.34	-0.35	0.16	0.25	-0.22	-0.23	P3
0.20	0.40	-0.33	-0.39	0.20	0.36	-0.30	-0.35	P4
0.09	0.23	-0.16	-0.22	0.09	0.23	-0.14	-0.22	P5
0.03	0.25	-0.06	-0.26	0.03	0.20	-0.05	-0.21	Cubierta

Tabla 4.14 Momentos en el eje local 2 de las columnas C2i y C2k.

(Fuente: Elaboración propia)

Los momentos en el eje local 3 en las columnas para la etapa de servicio y para la etapa de construcción se presentan a continuación:

MOMENTO EN EL EJE 3 [Tn-m]												
C2e				C2f				C2g				
Inicio Columna		Cebeza Columna		Inicio Columna		Cebeza Columna		Inicio Columna		Cebeza Columna		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
0.14	0.17	-0.27	-0.20	-0.85	-0.17	1.31	0.86	0.60	0.64	-0.73	-0.66	PB
-0.57	-0.28	1.17	0.72	0.14	0.13	-0.72	-0.13	0.84	1.71	-2.50	-1.73	Mezanine
-0.42	-1.08	1.00	1.03	0.37	0.54	-1.73	-0.56	0.55	1.58	-0.96	-1.27	P1
				-2.34	-0.67	6.27	2.19	0.77	1.04	-1.79	-1.27	P2
				-1.95	-3.51	6.18	3.49	0.67	1.46	-1.76	-1.45	P3
				-2.02	-2.55	5.12	3.40	0.61	1.01	-1.41	-1.24	P4
				-0.76	-1.19	1.58	1.40	0.22	0.46	-0.44	-0.51	P5
				-0.29	-1.77	0.58	1.90	0.07	0.55	-0.15	-0.59	Cubierta

Tabla 4.15 Momentos en el eje local 3 de las columnas C2e, C2f y C2g.

(Fuente: Elaboración propia)

MOMENTO EN EL EJE 3 [Tn-m]								
C2i				C2k				
Inicio Columna		Cebeza Columna		Inicio Columna		Cebeza Columna		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
0.94	1.21	-1.37	-1.73	0.63	0.83	-0.58	-1.01	PB
1.34	2.99	-3.07	-2.02	1.19	1.60	-0.13	-0.12	Mezanine
0.71	2.24	-2.93	-3.40	-0.18	-0.29	-1.24	-1.70	P1
1.44	2.41	-2.40	-2.62	0.74	1.14	-0.85	-1.23	P2
1.73	3.04	-2.73	-3.33	0.77	1.30	-0.90	-1.30	P3
1.40	2.29	-2.10	-2.67	0.90	1.52	-1.13	-1.70	P4
0.41	0.89	-0.55	-0.97	0.28	0.60	-0.36	-0.67	P5
0.14	1.03	-0.19	-1.06	0.11	0.75	-0.13	-0.80	Cubierta

Tabla 4.16 Momentos en el eje local 3 de las columnas C2i y C2k.

(Fuente: Elaboración propia)

Los esfuerzos axiales en la cabeza de las columnas para la etapa de servicio y para la etapa de construcción se presentan a continuación:

FUERZA AXIAL [Tn]										
C2e		C2f		C2g		C2i		C2k		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
-37.54	-48.02	-80.02	-144.26	-111.11	-170.55	-78.09	-115.13	-53.02	-74.93	PB
-21.83	-23.01	-68.08	-116.89	-99.45	-143.61	-68.78	-94.13	-46.55	-64.23	Mezanine
-12.77	-11.65	-54.60	-86.32	-88.30	-118.20	-64.44	-87.80	-43.22	-60.43	P1
		-42.17	-63.15	-78.15	-98.78	-56.60	-72.77	-36.41	-49.11	P2
		-35.34	-49.59	-67.75	-78.79	-48.61	-57.87	-29.89	-38.16	P3
		-36.63	-35.99	-58.45	-59.52	-40.89	-43.24	-23.51	-27.19	P4
		-18.03	-23.05	-38.66	-39.74	-26.57	-28.71	-14.81	-17.17	P5
		-5.12	-10.60	-10.50	-19.42	-7.36	-13.89	-4.61	-7.97	Cubierta

Tabla 4.17 Fuerza axial en la cabeza de las columnas del pórtico 2.

(Fuente: Elaboración propia)

Con el fin de demostrar de forma más clara la diferencia en los esfuerzos en columnas del pórtico 2 entre la etapa de servicio y la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.13, 4.14, 4.15, 4.16 y 4.17.

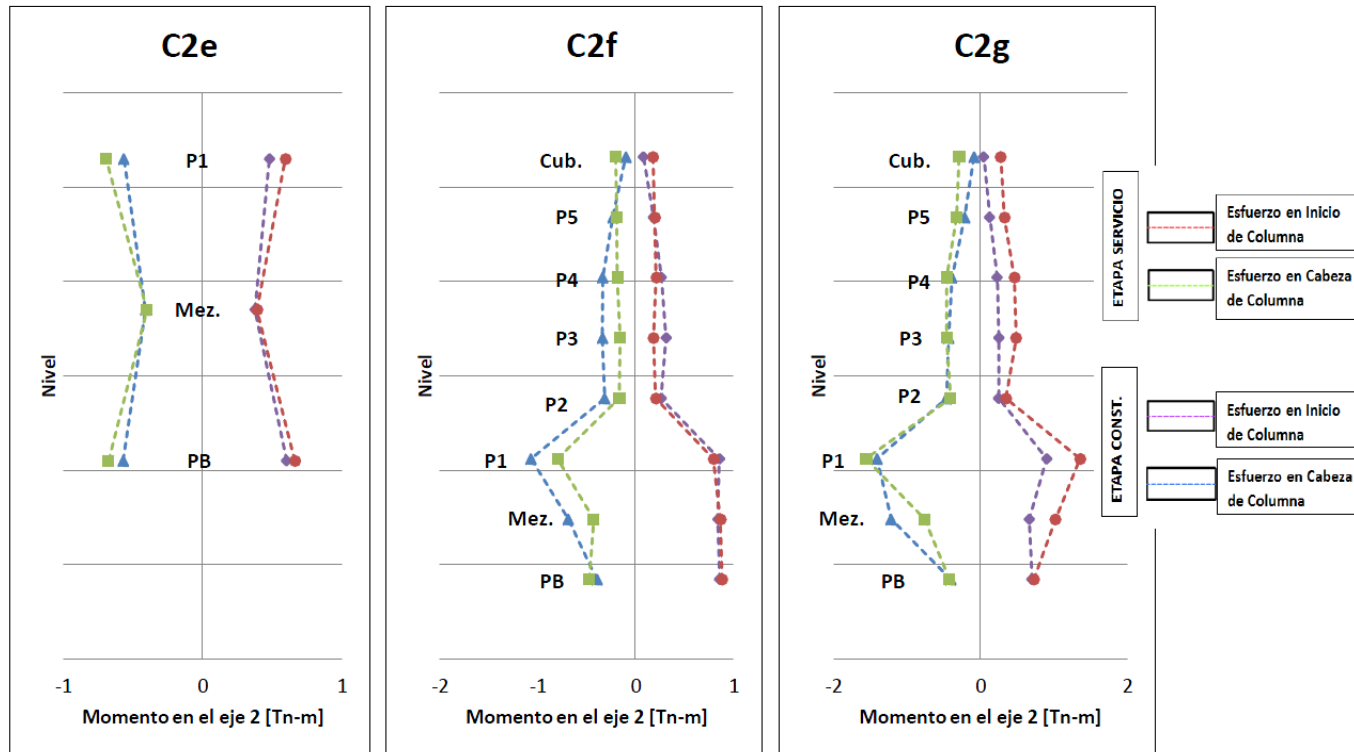


Fig. 4.22 Diagramas de Momentos en el eje local 2 en las columnas C2e, C2f y C2g.

(Fuente: Elaboración propia)

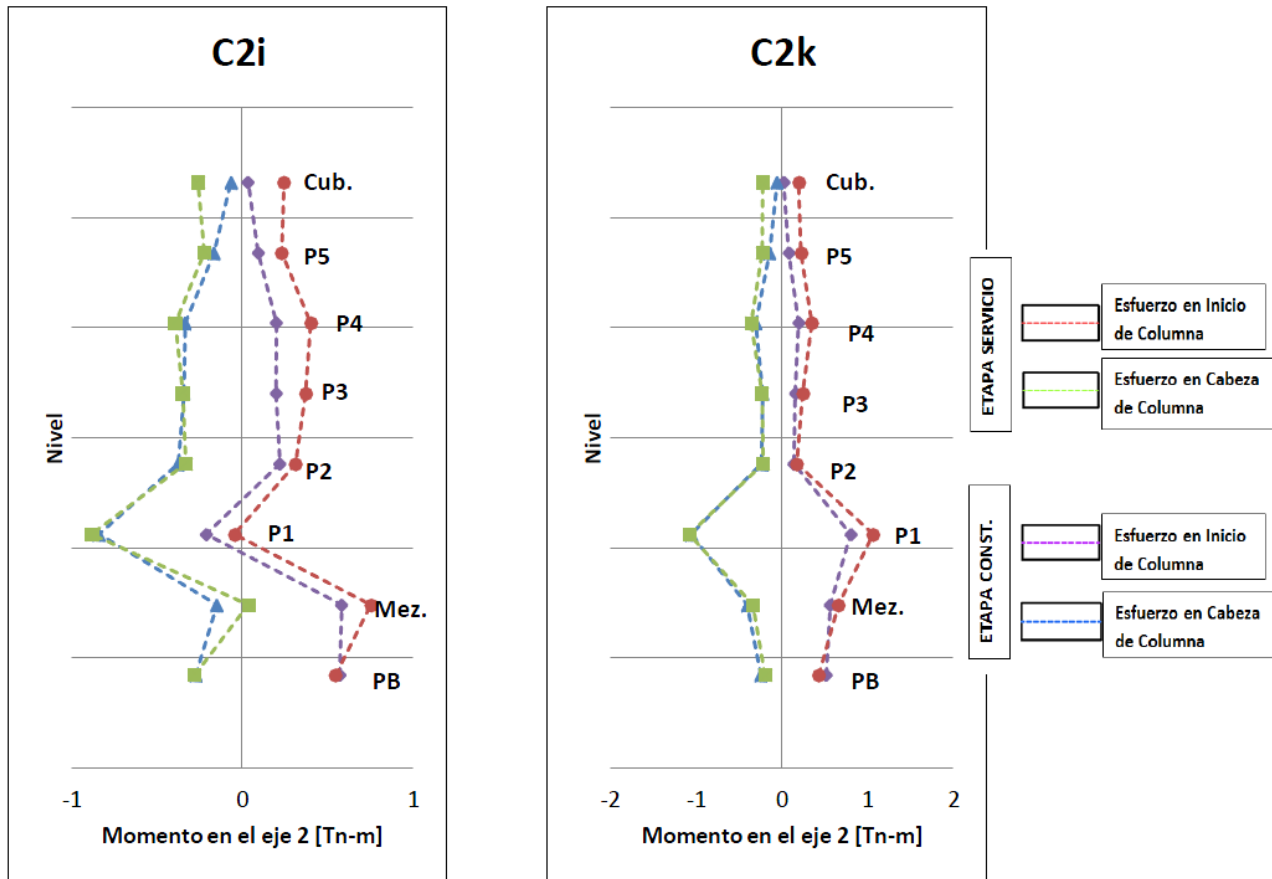


Fig. 4.23 Diagramas de Momentos en el eje local 2 en las columnas C2i y C2k.
(Fuente: Elaboración propia)

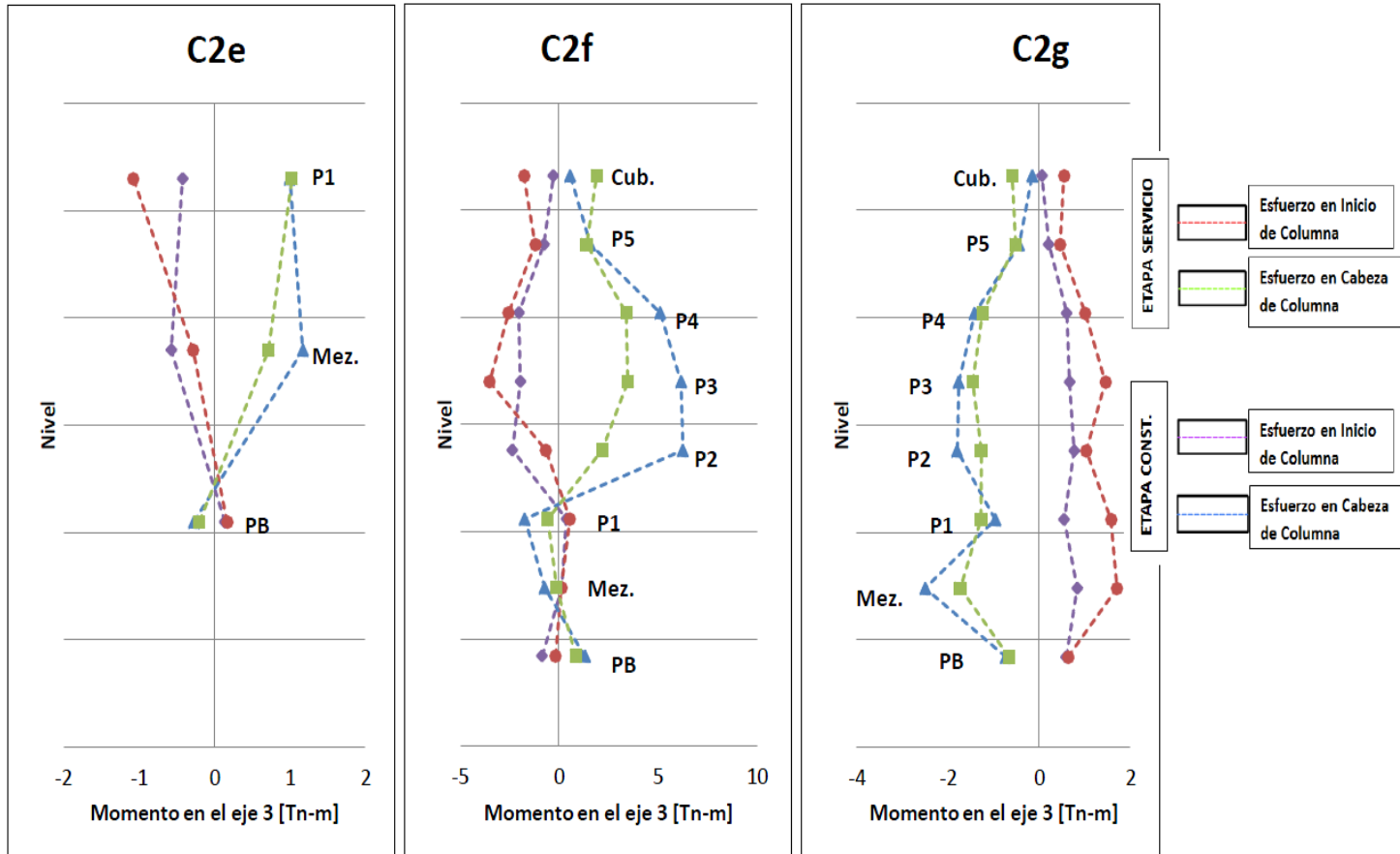


Fig. 4.24 Diagramas de Momentos en el eje local 3 en las columnas C2e, C2f y C2g.

(Fuente: Elaboración propia)

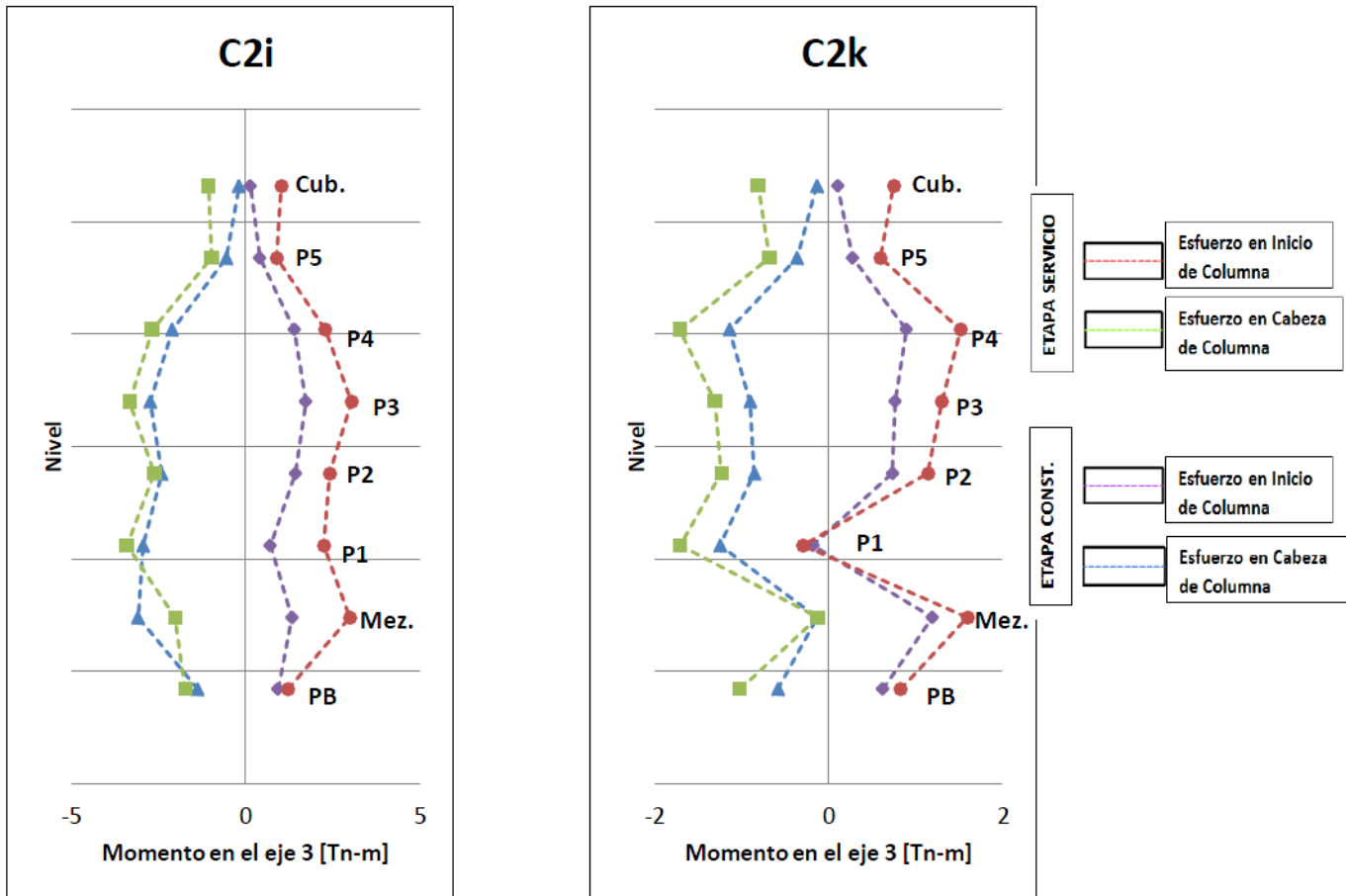


Fig. 4.25 Diagramas de Momentos en el eje local 3 en las columnas C2i y C2k.

(Fuente: Elaboración propia)

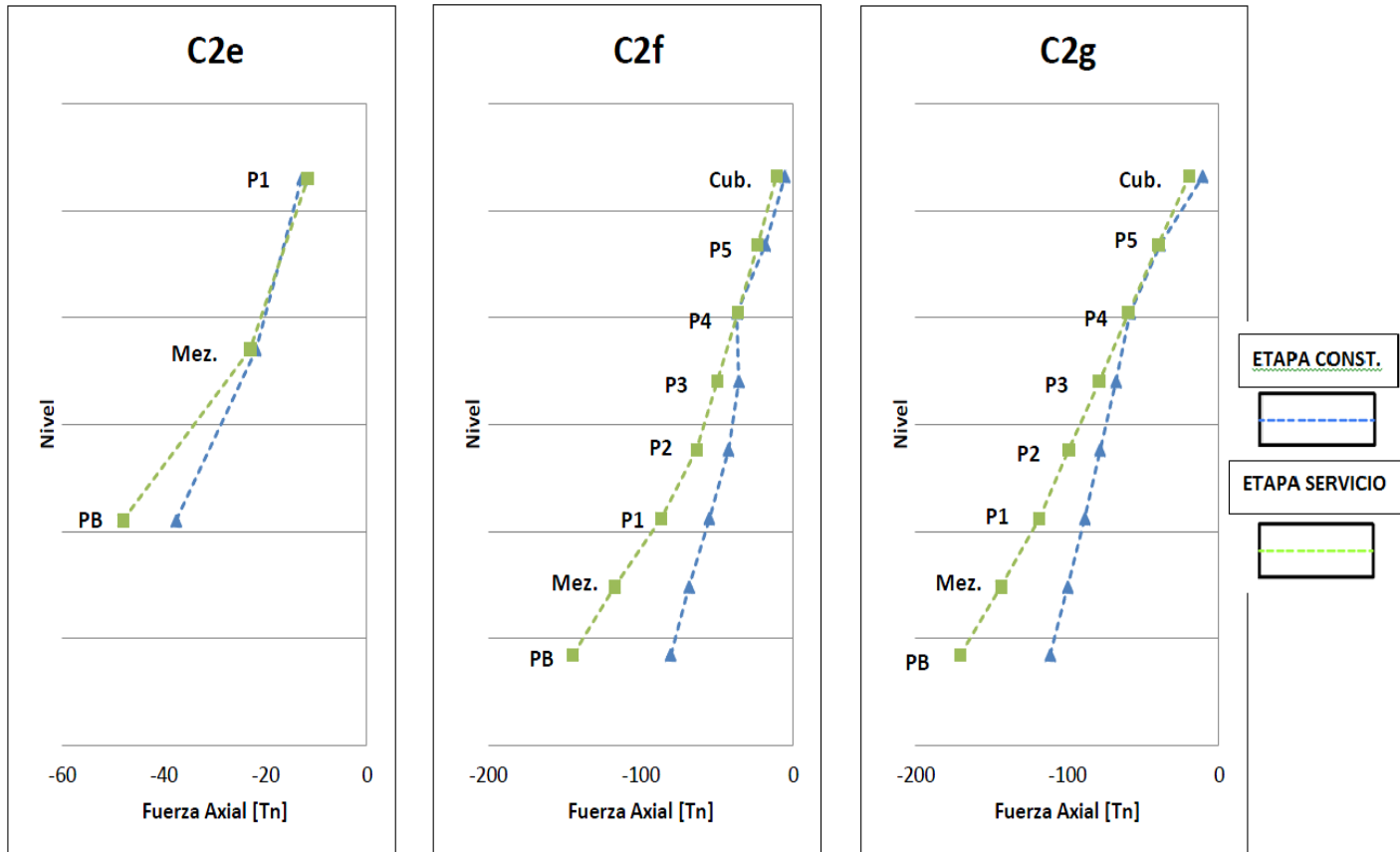


Fig. 4.26 Diagramas de Fuerza axial en la cabeza de las columnas C2e, C2f y C2g.

(Fuente: Elaboración propia)

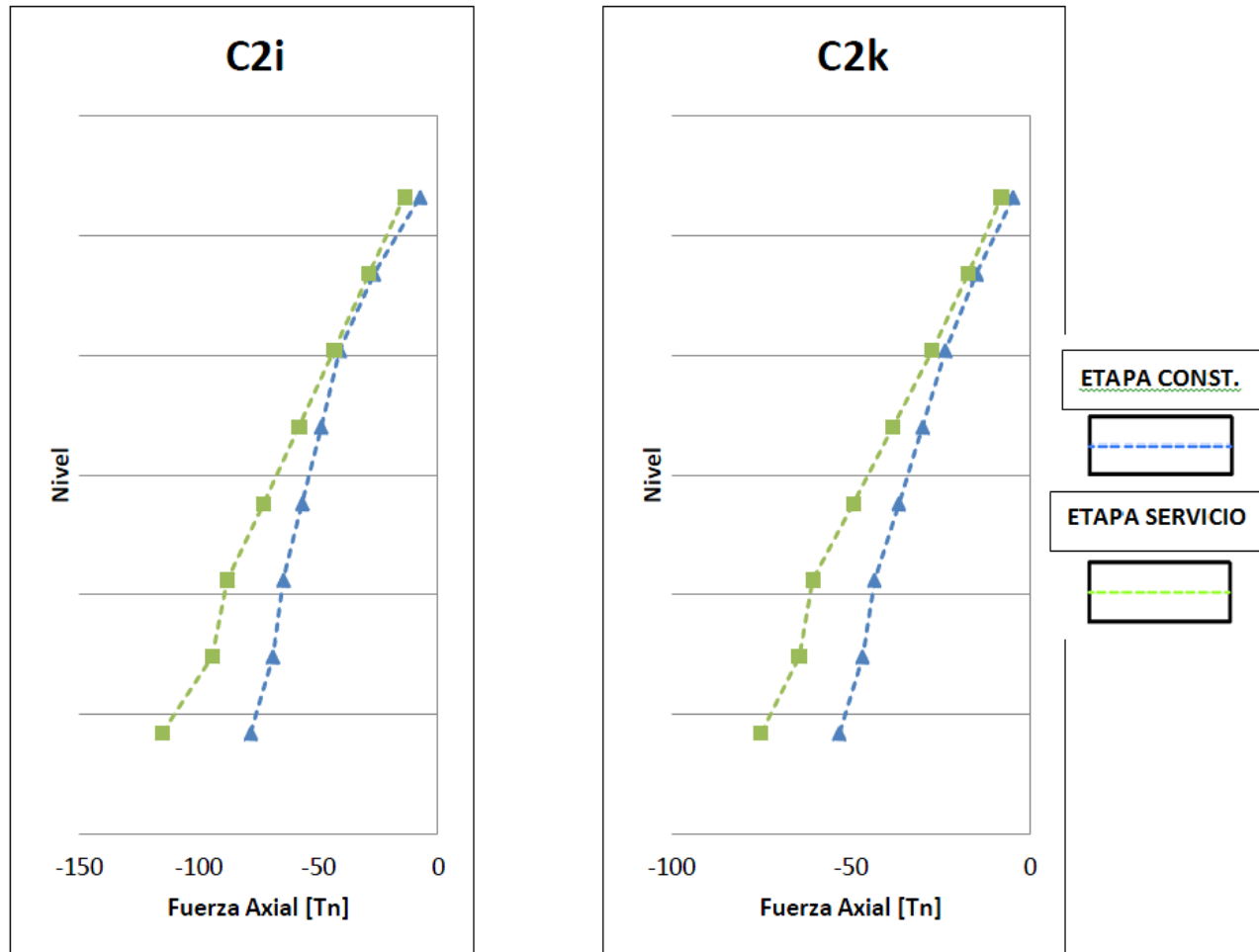


Fig. 4.27 Diagramas de Fuerza axial en la cabeza de las columnas C2i y C2k.

(Fuente: Elaboración propia)

4.1.2.2 Análisis columnas Pórtico G

Los momentos en el eje local 2 en las columnas para la etapa de servicio y para la etapa de construcción se presentan a continuación:

MOMENTO EN EL EJE 2 [Tn-m]												
C1g				C2g				C3g				
Inicio Columna		Cabeza Columna		Inicio Columna		Cabeza Columna		Inicio Columna		Cabeza Columna		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
-1.63	-1.06	2.96	2.42	0.70	0.73	-0.40	-0.42	0.76	0.72	-0.41	-0.40	PB
-1.12	-1.69	2.72	1.71	0.67	1.02	-1.21	-0.76	0.93	0.89	-0.75	-0.53	Mezanine
-0.89	-1.53	2.39	1.45	0.90	1.36	-1.41	-1.55	1.24	1.05	-1.54	-1.25	P1
-0.68	-0.71	1.67	0.87	0.25	0.35	-0.46	-0.41	0.35	0.35	-0.48	-0.43	P2
-0.70	-0.99	1.67	1.02	0.23	0.49	-0.43	-0.46	0.51	0.59	-0.61	-0.61	P3
-0.78	-1.00	1.83	1.11	0.23	0.47	-0.39	-0.45	0.55	0.68	-0.70	-0.72	P4
-0.50	-0.76	1.06	0.83	0.13	0.33	-0.21	-0.32	0.33	0.57	-0.42	-0.61	P5
-0.18	-1.00	0.37	1.08	0.05	0.28	-0.08	-0.29	0.12	0.65	-0.13	-0.69	Cubierta

Tabla 4.18 Momentos en el eje local 2 de las columnas C1g, C2g y C3g.

(Fuente: Elaboración propia)

MOMENTO EN EL EJE 2 [Tn-m]												
C4g				C7g				C9g				
Inicio Columna		Cebeza Columna		Inicio Columna		Cebeza Columna		Inicio Columna		Cebeza Columna		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
-1.84	-0.43	3.25	1.70	1.03	1.14	-1.31	-1.15	2.61	3.13	-5.05	-4.25	PB
-1.64	-2.99	6.76	3.06	2.02	3.17	-7.83	-3.67	1.13	3.92	-2.39	-2.21	Mezanine
-1.26	-2.25	4.83	2.01	0.89	3.48	-3.67	-1.97	1.63	2.84	-5.22	-4.59	P1
-0.60	-0.60	2.38	0.93	1.03	1.37	-2.72	-2.15	1.58	1.95	-3.33	-2.40	P2
-0.59	-1.13	2.35	1.31	1.50	3.11	-2.94	-3.19	1.64	2.80	-3.35	-2.65	P3
-0.47	-0.60	1.61	0.79	1.25	2.15	-2.18	-2.25	2.03	3.34	-4.06	-3.87	P4
-0.30	-0.64	1.14	0.56	0.99	2.43	-1.60	-2.25	0.71	1.33	-1.20	-1.52	P5
-0.12	-0.74	0.52	0.88	0.44	2.21	-0.85	-2.51	0.27	1.73	-0.42	-1.82	Cubierta

Tabla 4.19 Momentos en el eje local 2 de las columnas C4g, C7g y C9g.

(Fuente: Elaboración propia)

Los momentos en el eje local 3 en las columnas para la etapa de servicio y para la etapa de construcción se presentan a continuación:

MOMENTO EN EL EJE 3 [Tn-m]												
C1g				C2g				C3g				
Inicio Columna		Cebeza Columna		Inicio Columna		Cebeza Columna		Inicio Columna		Cebeza Columna		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
0.48	0.51	-0.36	-0.59	0.60	0.64	-0.73	-0.66	0.71	0.80	-0.82	-0.75	PB
0.34	0.79	-0.87	-0.83	0.84	1.71	-2.50	-1.73	0.72	1.82	-2.69	-1.87	Mezanine
0.31	0.77	-0.34	-0.65	0.55	1.58	-0.96	-1.27	0.77	2.16	-1.94	-2.23	P1
0.33	0.51	-0.71	-0.65	0.77	1.04	-1.79	-1.27	0.74	1.55	-1.17	-1.60	P2
0.30	0.69	-0.69	-0.61	0.67	1.46	-1.76	-1.45	0.67	1.79	-1.19	-1.91	P3
0.37	0.73	-0.82	-0.84	0.61	1.01	-1.41	-1.24	0.48	1.27	-0.83	-1.48	P4
0.14	0.31	-0.27	-0.35	0.22	0.46	-0.44	-0.51	0.13	0.53	-0.20	-0.56	P5
0.04	0.36	-0.09	-0.37	0.07	0.55	-0.15	-0.59	0.07	0.61	-0.10	-0.69	Cubierta

Tabla 4.20 Momentos en el eje local 3 de las columnas C1g, C2g y C3g.

(Fuente: Elaboración propia)

MOMENTO EN EL EJE 3 [Tn-m]												
C4g				C7g				C9g				
Inicio Columna		Cebeza Columna		Inicio Columna		Cebeza Columna		Inicio Columna		Cebeza Columna		
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
0.96	1.20	-1.34	-1.25	1.48	1.77	-2.27	-1.99	1.64	1.74	-0.64	-0.78	PB
0.92	2.48	-3.32	-2.22	2.32	4.58	-9.54	-5.23	1.11	1.46	-3.50	-2.17	Mezanine
1.37	3.40	-3.96	-4.73	1.89	6.07	-4.78	-5.99	1.18	2.82	-2.60	-2.41	P1
0.08	0.31	1.58	0.23	0.78	1.00	-1.33	-1.12	0.48	0.58	-0.84	-0.77	P2
-0.49	-0.68	1.47	0.64	0.67	1.29	-1.30	-1.31	0.57	0.98	-0.90	-0.97	P3
-0.48	-0.55	1.35	0.61	0.58	1.05	-1.10	-1.07	0.57	0.94	-0.88	-0.95	P4
-0.37	-0.56	1.12	0.61	0.57	1.30	-0.98	-1.29	0.38	0.80	-0.56	-0.83	P5
-0.14	-0.84	0.39	0.92	0.23	1.28	-0.40	-1.42	0.15	0.77	-0.20	-0.77	Cubierta

Tabla 4.21 Momentos en el eje local 3 de las columnas C4g, C7g y C9g.

(Fuente: Elaboración propia)

Los esfuerzos axiales en la cabeza de las columnas para la etapa de servicio y para la etapa de construcción se presentan a continuación:

FUERZA AXIAL [Tn]						
C1g		C2g		C3g		
Inicio Columna	Cabeza Columna	Inicio Columna	Cabeza Columna	Inicio Columna	Cabeza Columna	
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
-53.00	-102.04	-111.11	-170.55	-102.60	-164.33	PB
-47.06	-86.25	-99.45	-143.61	-91.19	-138.29	Mezanine
-41.68	-71.60	-88.30	-118.20	-79.85	-112.48	P1
-36.70	-59.64	-78.15	-98.78	-69.46	-92.80	P2
-31.28	-47.10	-67.75	-78.79	-59.43	-73.94	P3
-25.87	-34.90	-58.45	-59.52	-49.65	-55.33	P4
-17.22	-22.60	-38.66	-39.74	-32.17	-36.68	P5
-4.99	-9.62	-10.50	-19.42	-9.03	-17.98	Cubierta

Tabla 4.22 Fuerza axial en la cabeza de las columnas C1g, C2g y C3g.

(Fuente: Elaboración propia)

FUERZA AXIAL [Tn]						
C4g		C7g		C9g		
Inicio Columna	Cabeza Columna	Inicio Columna	Cabeza Columna	Inicio Columna	Cabeza Columna	
Const	Serv	Const	Serv	Const	Serv	NIVEL
-100.68	-166.68	-119.09	-179.04	-71.16	-109.51	PB
-86.70	-134.96	-107.45	-151.36	-63.08	-93.62	Mezanine
-71.72	-101.68	-98.87	-131.47	-56.72	-82.73	P1
-57.98	-76.64	-89.90	-113.35	-48.52	-67.09	P2
-48.80	-61.97	-77.08	-90.32	-40.82	-53.25	P3
-39.43	-46.91	-65.00	-67.88	-32.77	-38.97	P4
-25.88	-31.33	-42.71	-45.13	-20.54	-25.13	P5
-7.74	-15.21	-12.01	-21.83	-5.62	-12.12	Cubierta

Tabla 4.23 Fuerza axial en la cabeza de las columnas C1g, C2g y C3g.

(Fuente: Elaboración propia)

Con el fin de demostrar de forma más clara la diferencia en los esfuerzos en columnas del pórtico 2 entre la etapa de servicio y la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.18, 4.19, 4.20, 4.21, 4.22 y 4.23

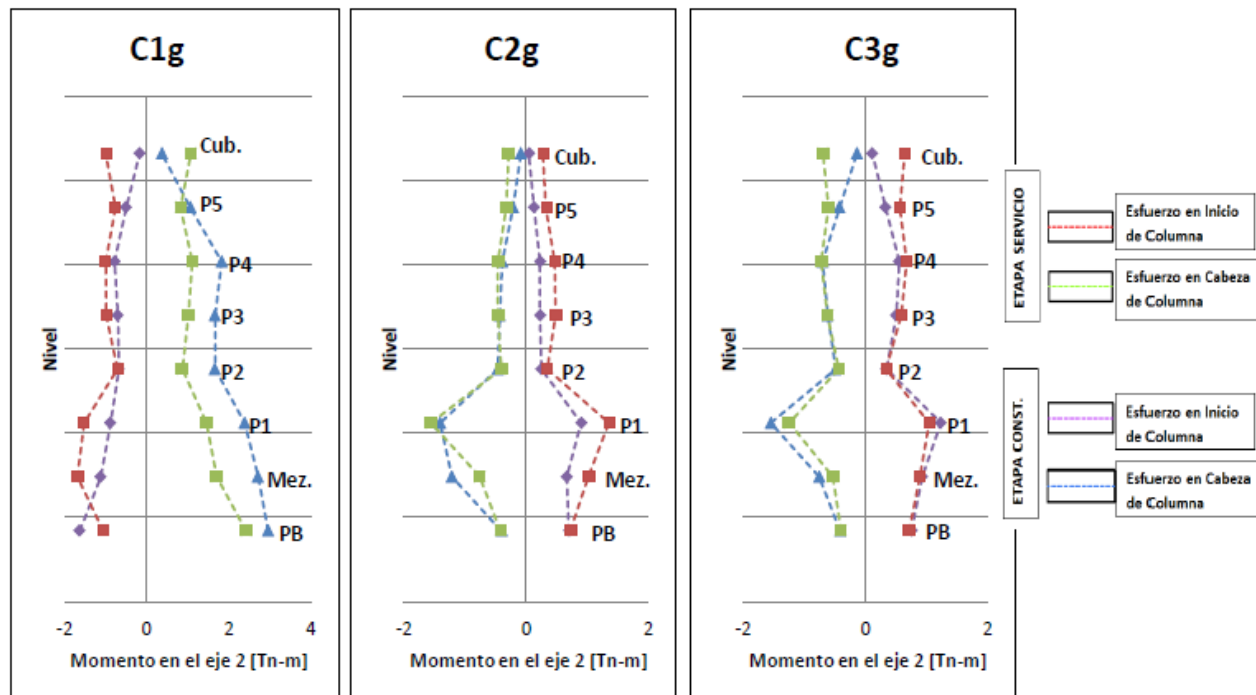


Fig. 4.28 Diagramas de Momentos en el eje local 2 en las columnas C1g, C2g y C3g.

(Fuente: Elaboración propia)

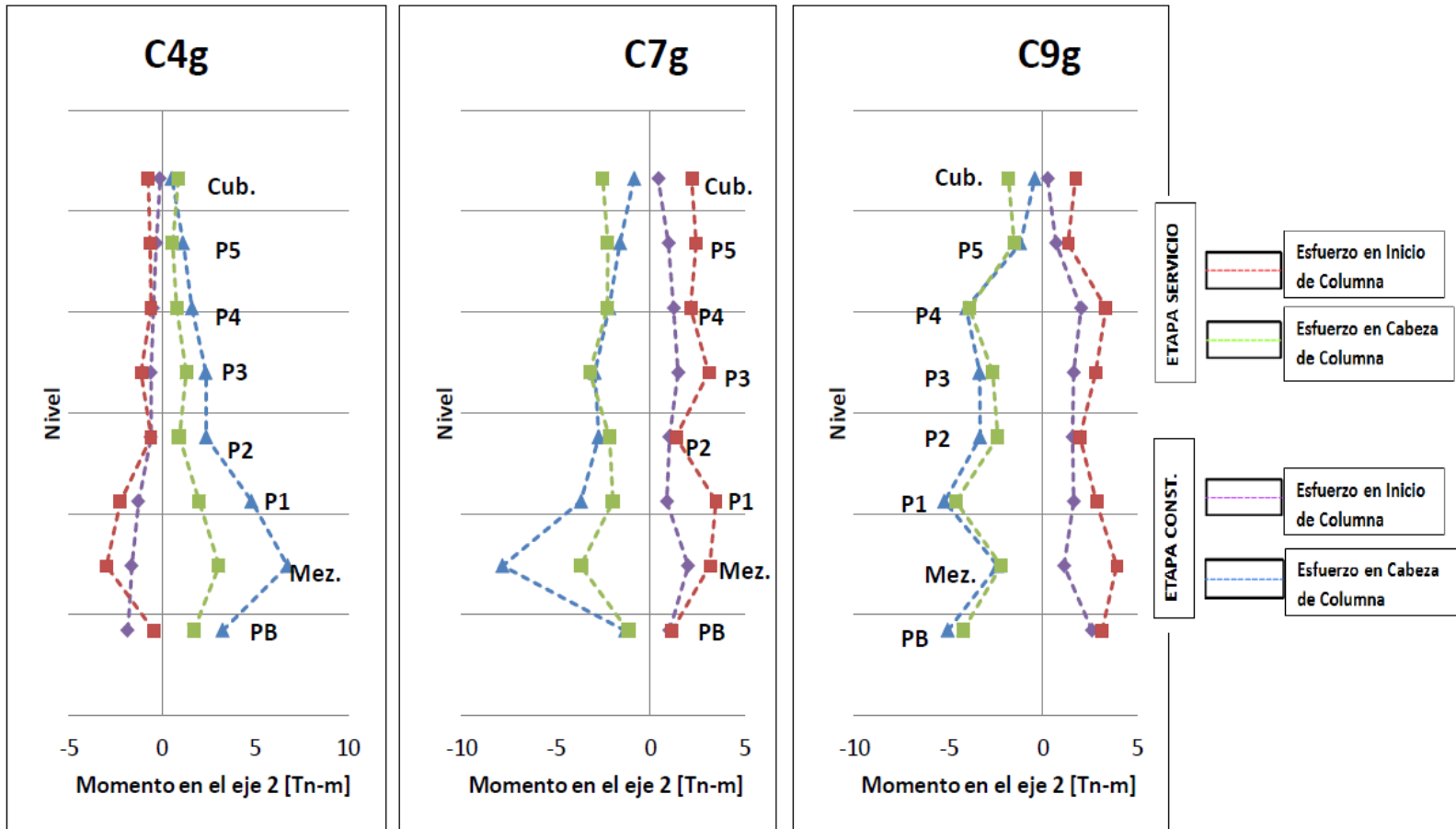


Fig. 4.29 Diagramas de Momentos en el eje local 2 en las columnas C4g, C7g y C9g.

(Fuente: Elaboración propia)

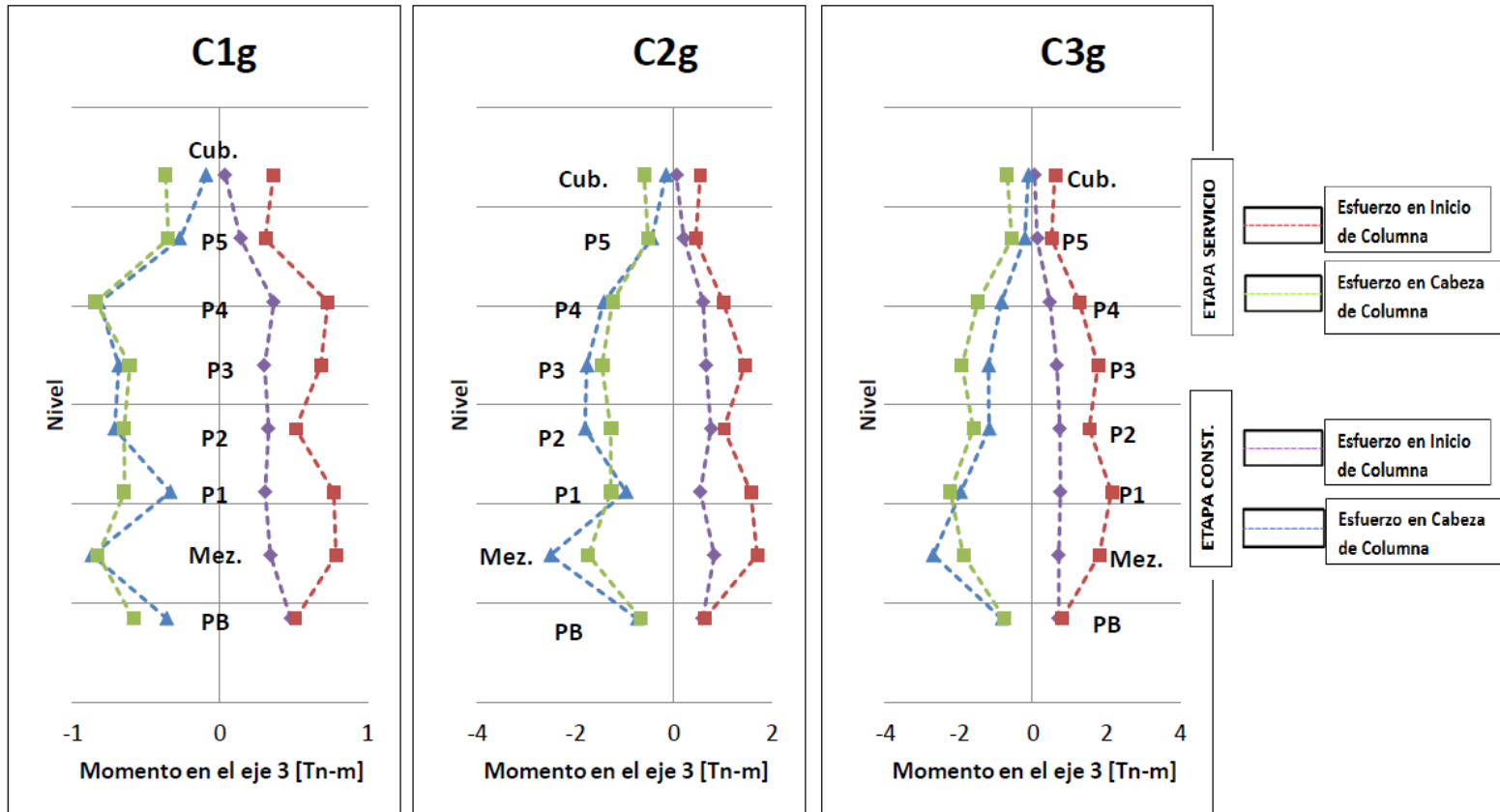


Fig. 4.30 Diagramas de Momentos en el eje local 3 en las columnas C1g, C2g y C3g.

(Fuente: Elaboración propia)

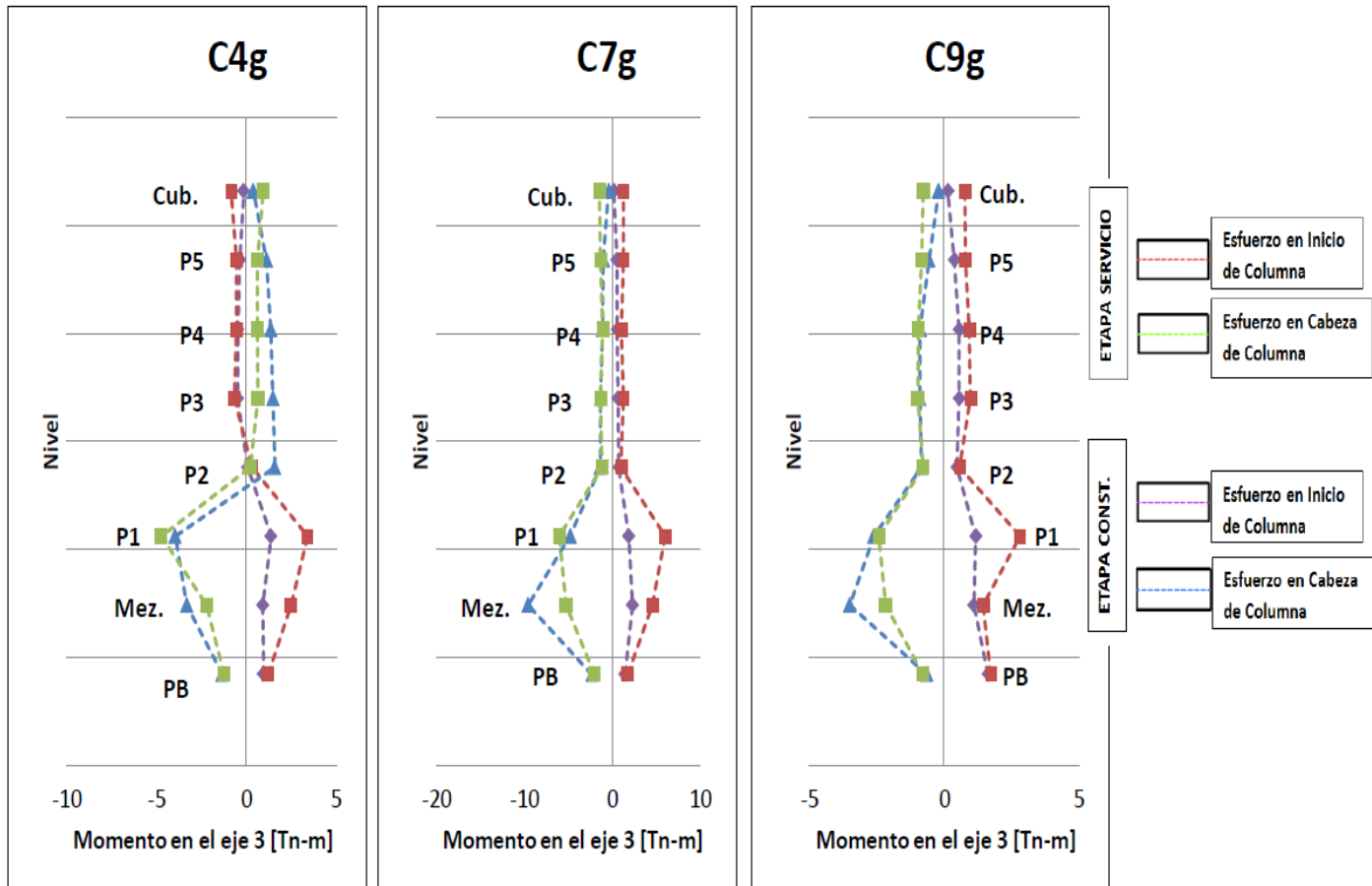


Fig. 4.31 Diagramas de Momentos en el eje local 3 en las columnas C4g, C7g y C9g.

(Fuente: Elaboración propia)

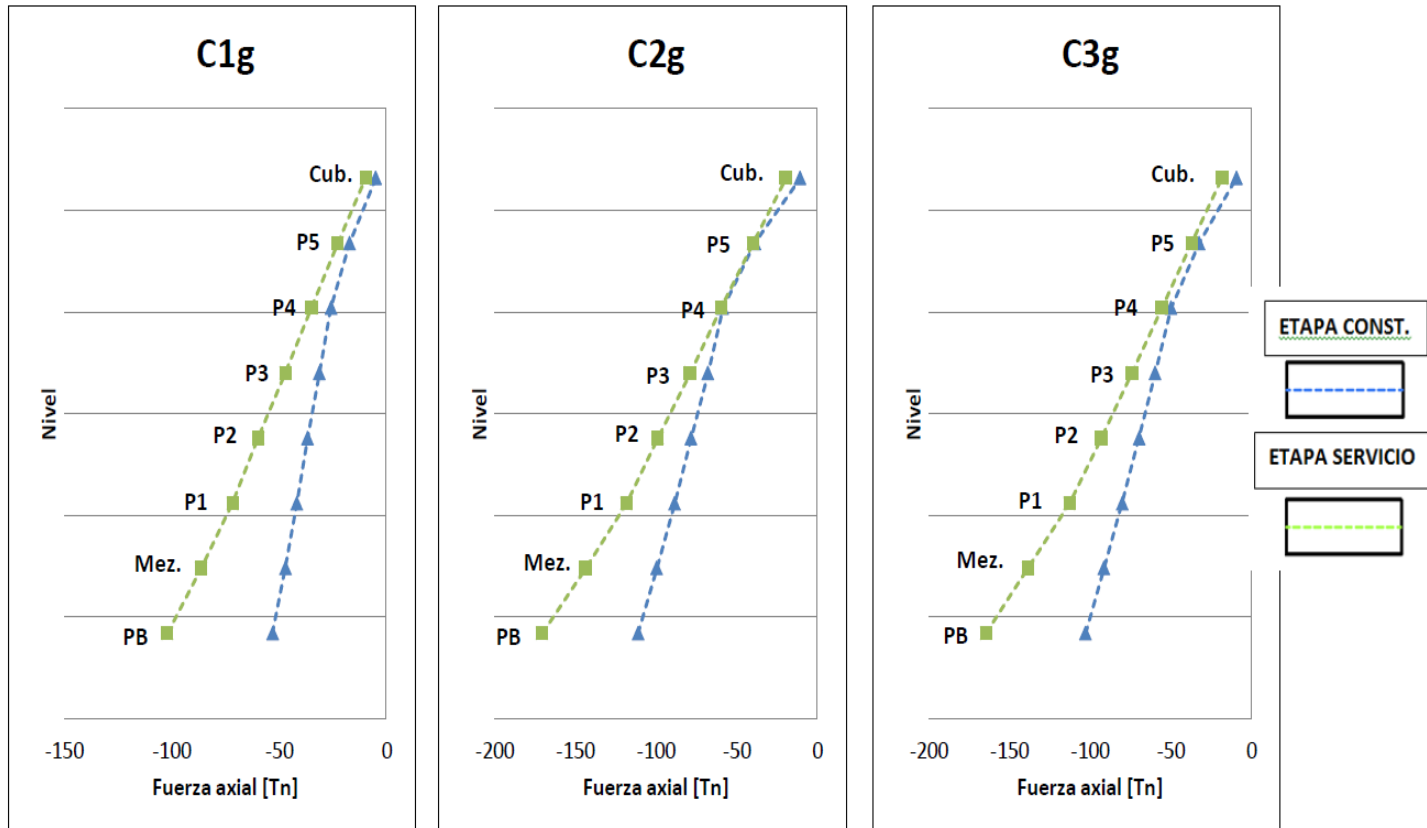


Fig. 4.32 Diagramas de Fuerza axial en la cabeza de las columnas C1g, C2g y C3g.

(Fuente: Elaboración propia)

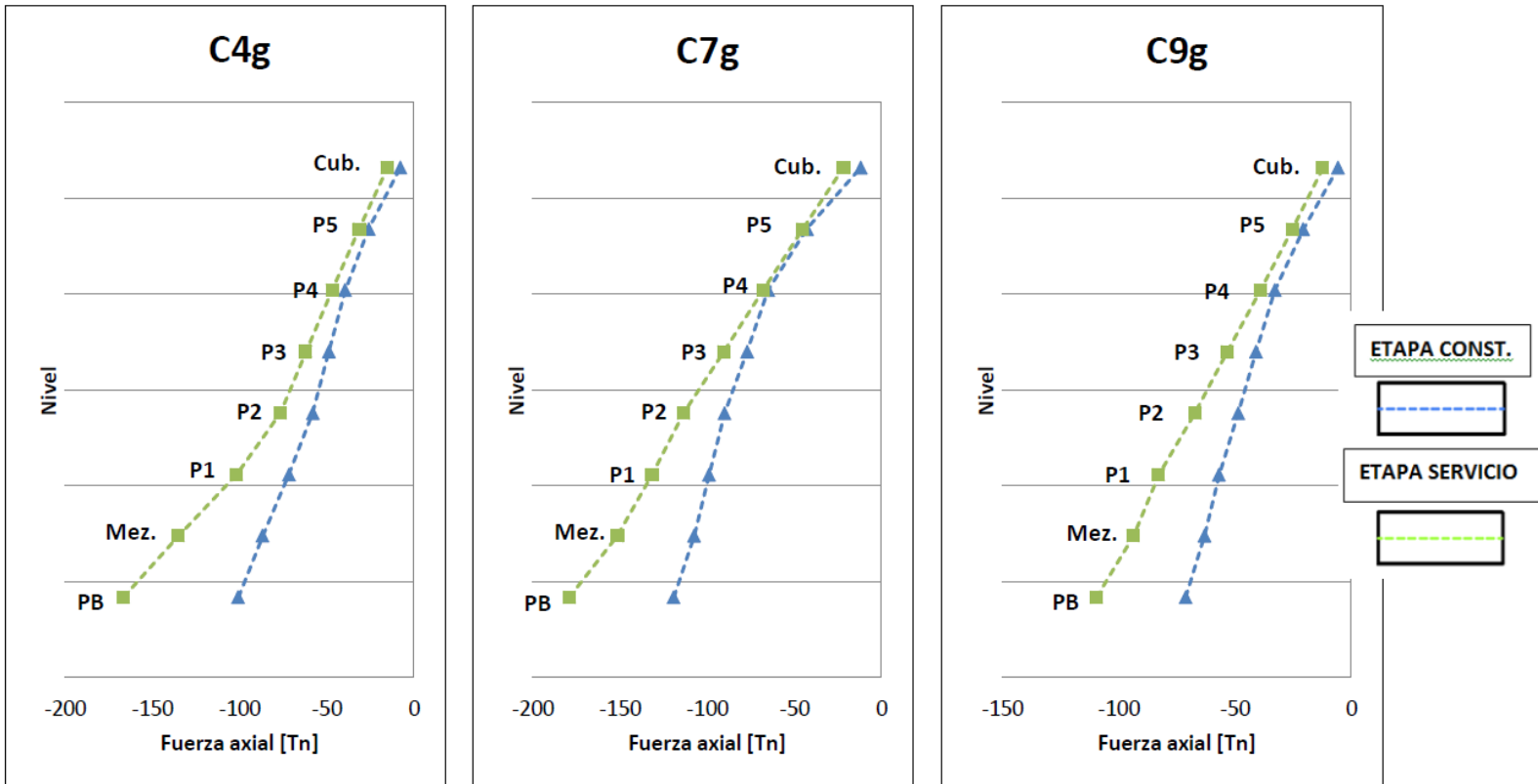


Fig. 4.33 Diagramas de Fuerza axial en la cabeza de las columnas C4g, C7g y C9g.

(Fuente: Elaboración propia)

4.1.3 Análisis de esfuerzos en losas

Para el análisis en los elementos losas, se realizó una comparación de esfuerzos en 3 losas del edificio del estudio de caso.

A continuación se presentan las comparaciones de esfuerzos en las Losas 5, 12 y 27 producidos tanto en un análisis en la etapa de servicio, como en la etapa constructiva.

4.1.3.1. Análisis losa 5

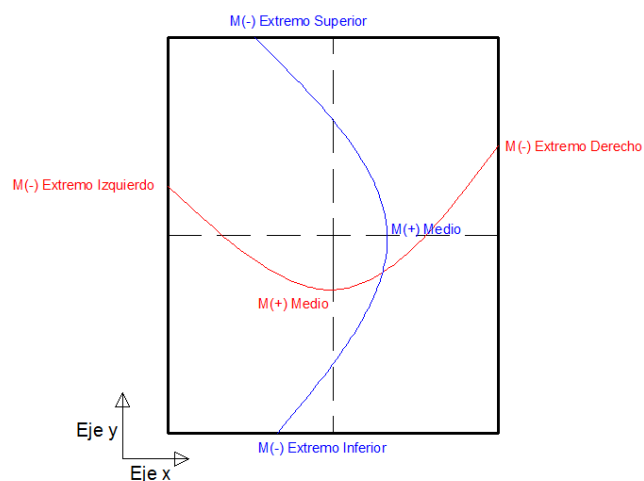


Fig. 4.34 Momentos en la dirección x y en la dirección y que actúan en una losa.

(Fuente: Elaboración propia)

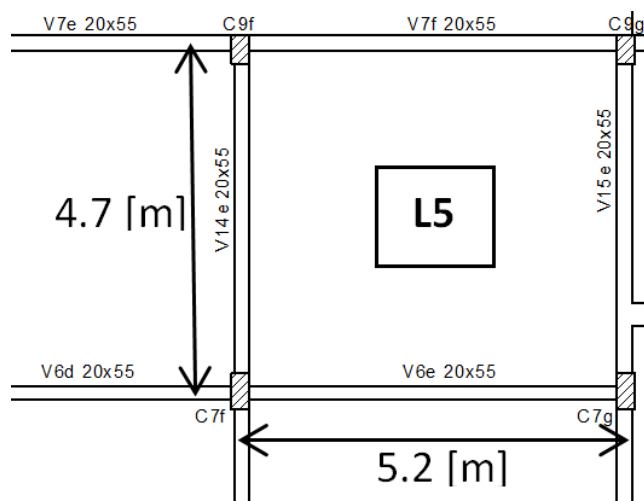


Fig. 4.35 Dimensiones de la losa 5.

(Fuente: Elaboración propia)

A continuación se presentan la tabla de Momentos en el Eje x, tanto para la etapa en servicio, como para la etapa en construcción:

MOMENTO EJE X [Tn-m]						
Eta de servicio			Etapa de construccion			NIVEL
Extremo Izq.	Medio	Extremo Der.	Extremo Izq.	Medio	Extremo Der.	
-1.031	0.609	-1.209	-0.993	0.588	-1.168	PB
-1.090	0.632	-0.550	-1.513	0.898	-0.728	Mezanine
-0.715	0.413	-0.810	-1.142	0.664	-1.292	P1
-0.709	0.451	-0.804	-1.247	0.787	-1.403	P2
-0.718	0.452	-0.819	-1.196	0.758	-1.350	P3
-0.704	0.454	-0.810	-1.220	0.776	-1.401	P4
-0.671	0.459	-0.758	-0.903	0.594	-1.026	P5
-0.628	0.433	-0.711	-0.271	0.186	-0.323	Cubierta

Tabla 4.24 Momento en el eje X de la Losa 5.

(Fuente: Elaboración propia)

MOMENTO EJE Y [Tn-m]						
ETAPA DE SERVICIO			ETAPA DE CONSTRUCCION			NIVEL
Extremo Sup.	Medio	Extremo Inf.	Extremo Sup.	Medio	Extremo Inf.	
-0.455	0.619	-1.161	-0.412	0.613	-1.169	PB
-0.511	0.678	-1.208	-0.652	0.983	-1.780	Mezanine
-0.662	0.402	-0.798	-0.959	0.672	-1.395	P1
-0.618	0.418	-0.648	-0.974	0.766	-1.225	P2
-0.641	0.401	-0.626	-0.944	0.733	-1.157	P3
-0.618	0.422	-0.628	-0.963	0.748	-1.179	P4
-0.566	0.476	-0.646	-0.676	0.610	-0.920	P5
-0.495	0.446	-0.613	-0.186	0.180	-0.297	Cubierta

Tabla 4.25 Momento en el eje Y de la Losa 5.

(Fuente: Elaboración propia)

Con el fin de demostrar de forma más clara la diferencia en los esfuerzos en la Losa 5 entre la etapa de servicio y la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.24 y 4.25.

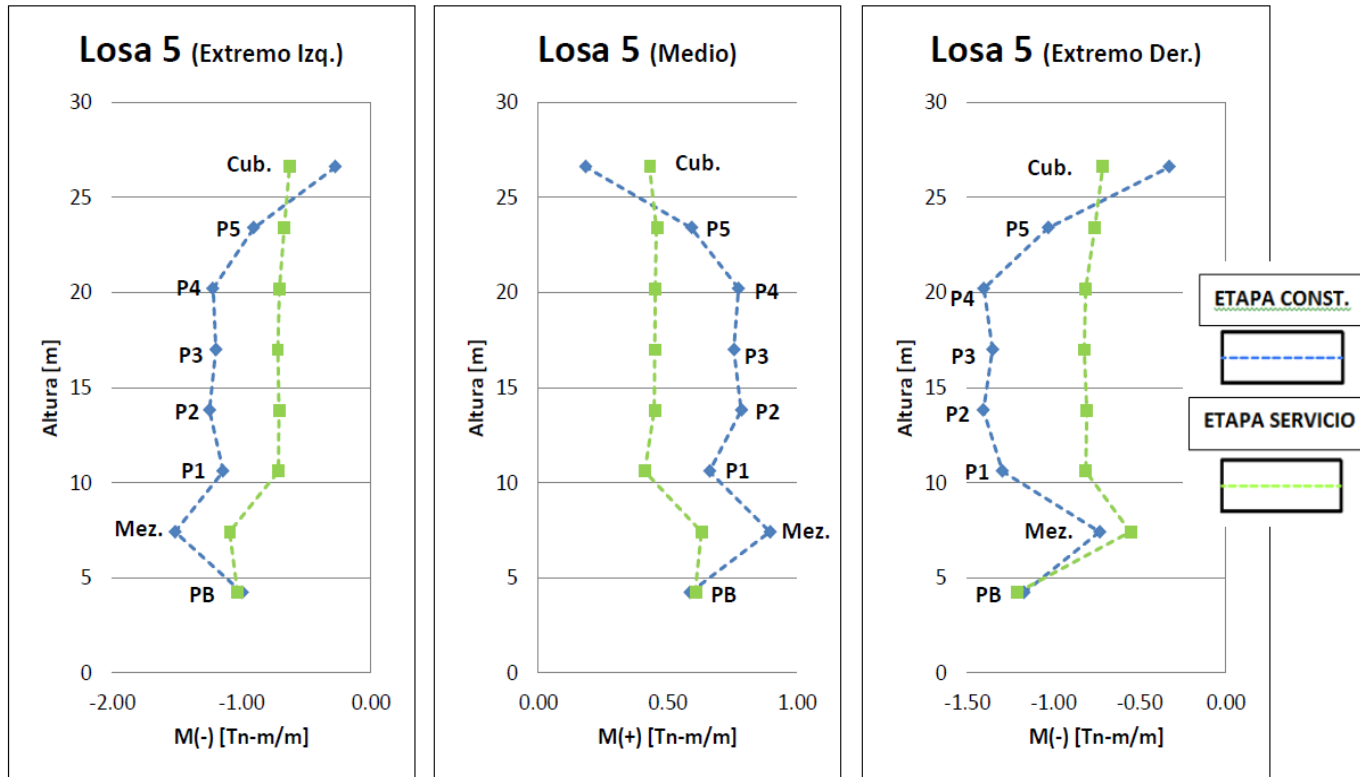


Fig. 4.36 Diagramas de Momentos en el eje X de la Losa 5.

(Fuente: Elaboración propia)

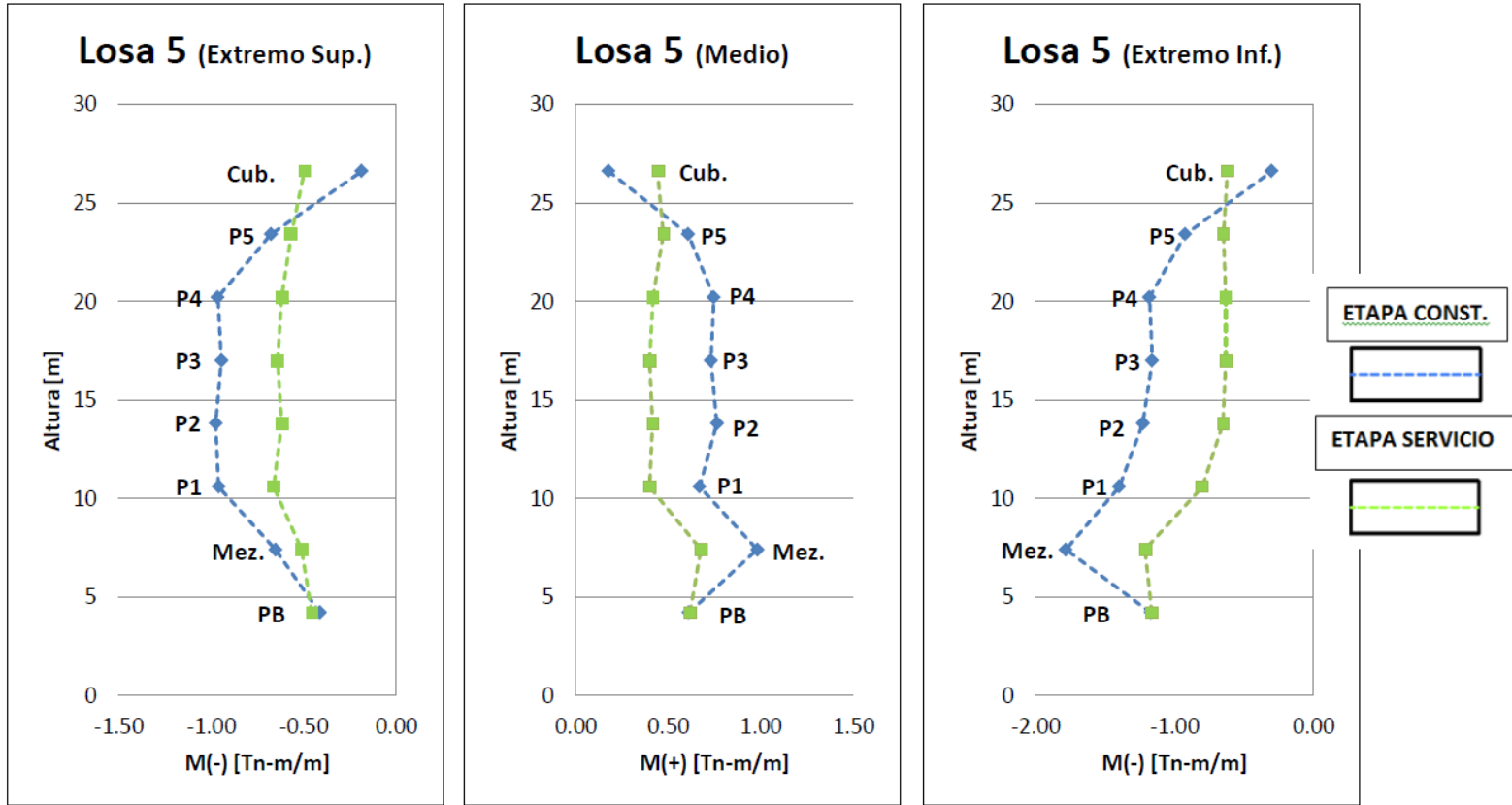


Fig. 4.37 Diagramas de Momentos en el eje Y de la Losa 5.

(Fuente: Elaboración propia)

4.1.3.2 Análisis losa 12

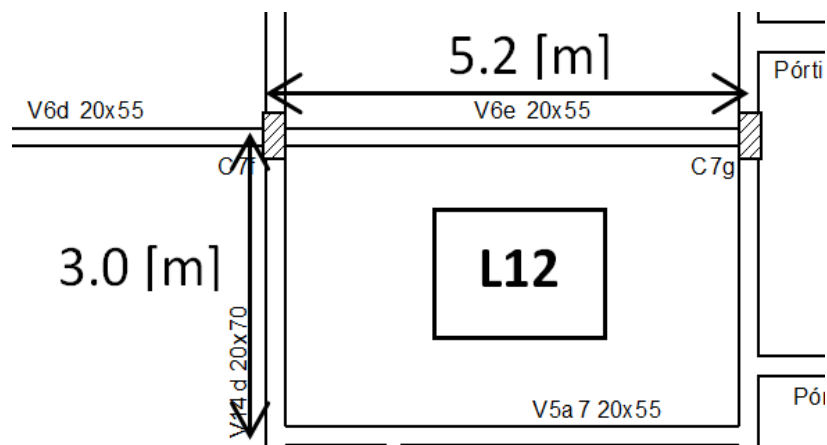


Fig. 4.38 Dimensiones de la losa 12.

(Fuente: Elaboración propia)

MOMENTO EJE X [Tn-m]						
ETAPA DE SERVICIO			ETAPA DE CONSTRUCCION			NIVEL
Extremo Izq.	Medio	Extremo Der.	Extremo Izq.	Medio	Extremo Der.	
-0.553	0.283	-0.625	-0.931	0.463	-1.058	P2
-0.547	0.285	-0.632	-0.898	0.447	-1.021	P3
-0.523	0.287	-0.628	-0.894	0.459	-1.038	P4
-0.519	0.286	-0.630	-0.673	0.357	-0.794	P5
-0.445	0.277	-0.592	-0.211	-0.133	-0.254	Cubierta

Tabla 4.26 Momento en el eje X de la Losa 12.

(Fuente: Elaboración propia)

MOMENTO EJE Y [Tn-m]						
ETAPA DE SERVICIO			ETAPA DE CONSTRUCCION			
Extremo Sup.	Medio	Extremo Inf.	Extremo Sup.	Medio	Extremo Inf.	NIVEL
-0.621	0.273	-0.082	-1.094	0.508	-0.154	P2
-0.599	0.287	-0.078	-1.033	0.496	-0.146	P3
-0.595	0.300	-0.067	-1.044	0.529	-0.132	P4
-0.611	0.286	-0.074	-0.817	0.392	-0.090	P5
-0.560	0.288	-0.050	-0.273	0.120	0.011	Cubierta

Tabla 4.27 Momento en el eje Y de la Losa 12.

(Fuente: Elaboración propia)

Con el fin de demostrar de forma más clara la diferencia en los esfuerzos en la Losa 12 entre la etapa de servicio y la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.26 y 4.27.

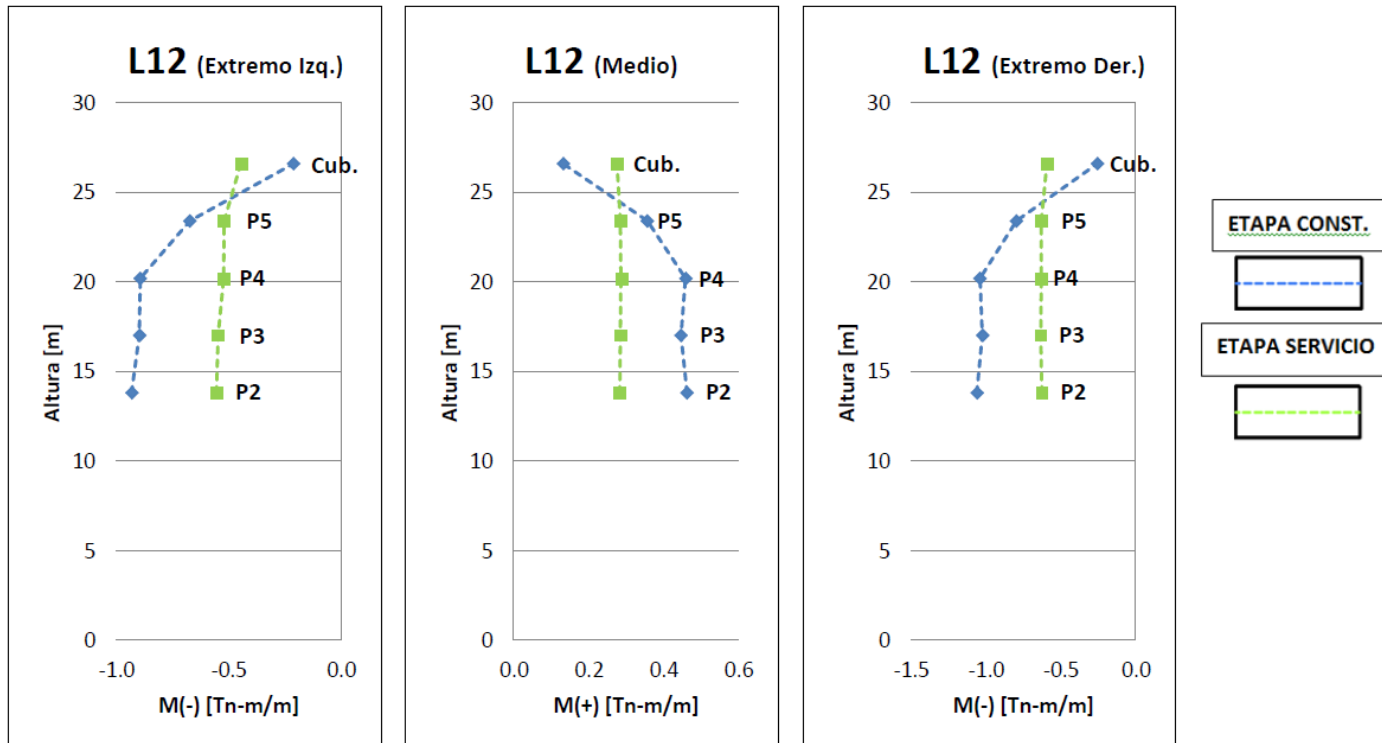


Fig. 4.39 Diagramas de Momentos en el eje X de la Losa 12.

(Fuente: Elaboración propia)

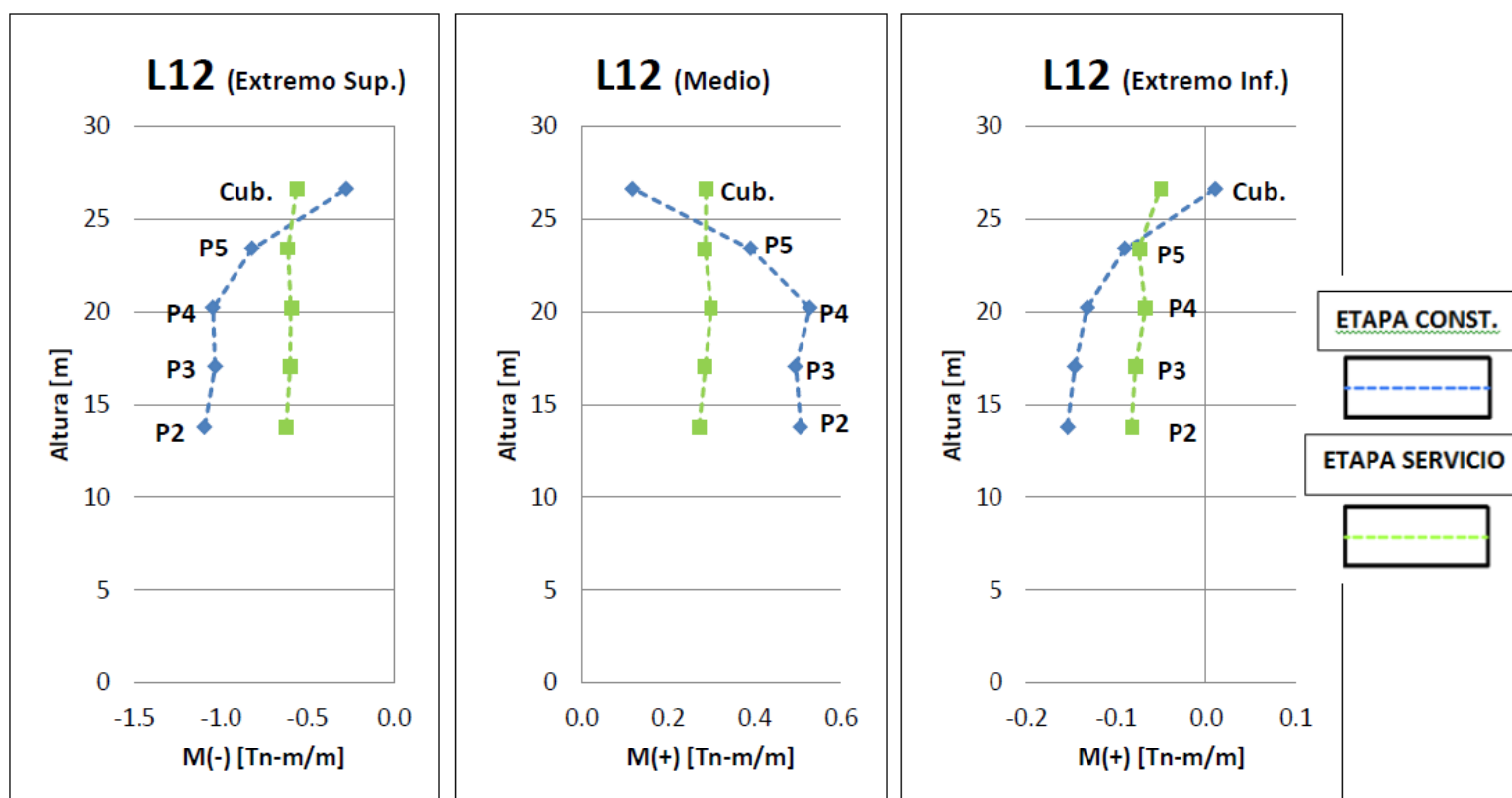


Fig. 4.40 Diagramas de Momentos en el eje Y de la Losa 12.

(Fuente: Elaboración propia)

4.1.3.3 Análisis losa 27

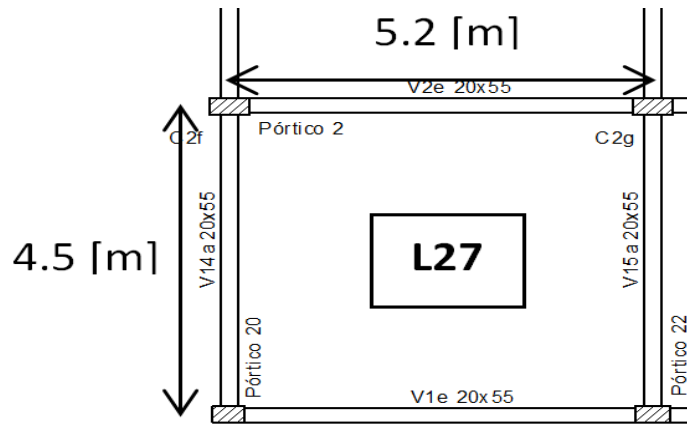


Fig. 4.41 Dimensiones de la losa 27.

(Fuente: Elaboración propia)

MOMENTO EJE X [Tn-m]						
ETAPA DE SERVICIO			ETAPA DE CONSTRUCCION			NIVEL
Extremo Izq.	Medio	Extremo Der.	Extremo Izq.	Medio	Extremo Der.	
-1.000	0.598	-0.997	-0.953	0.566	-0.955	PB
-1.049	0.594	-0.929	-1.404	0.808	-1.254	Mezanine
-0.796	0.443	-0.689	-1.205	0.673	-1.120	P1
-0.366	0.489	-0.685	-0.605	0.829	-1.232	P2
-0.382	0.484	-0.665	-0.583	0.801	-1.172	P3
-0.356	0.518	-0.666	-0.580	0.847	-1.198	P4
-0.324	0.560	-0.677	-0.394	0.697	-0.919	P5
-0.275	0.530	-0.593	-0.105	0.227	-0.278	Cubierta

Tabla 4.28 Momento en el eje X de la Losa 27.

(Fuente: Elaboración propia)

MOMENTO EJE Y [Tn-m]						
ETAPA DE SERVICIO			ETAPA DE CONSTRUCCIÓN			NIVEL
Extremo Sup.	Medio	Extremo Inf.	Extremo Sup.	Medio	Extremo Inf.	
-1.016	0.673	-0.365	-0.986	0.668	-0.385	PB
-1.041	0.674	-0.353	-1.480	1.001	-0.523	Mezanine
-0.781	0.503	-0.237	-1.256	0.848	-0.432	P1
-0.810	0.552	-0.251	-1.377	0.994	-0.507	P2
-0.803	0.553	-0.256	-1.307	0.957	-0.489	P3
-0.759	0.560	-0.258	-1.275	0.983	-0.514	P4
-0.718	0.566	-0.255	-0.900	0.760	-0.384	P5
-0.644	0.549	-0.254	-0.263	0.238	-0.103	Cubierta

Tabla 4.29 Momento en el eje Y de la Losa 27.

(Fuente: Elaboración propia)

Con el fin de demostrar de forma más clara la diferencia en los esfuerzos en la Losa 27 entre la etapa de servicio y la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.28 y 4.29.

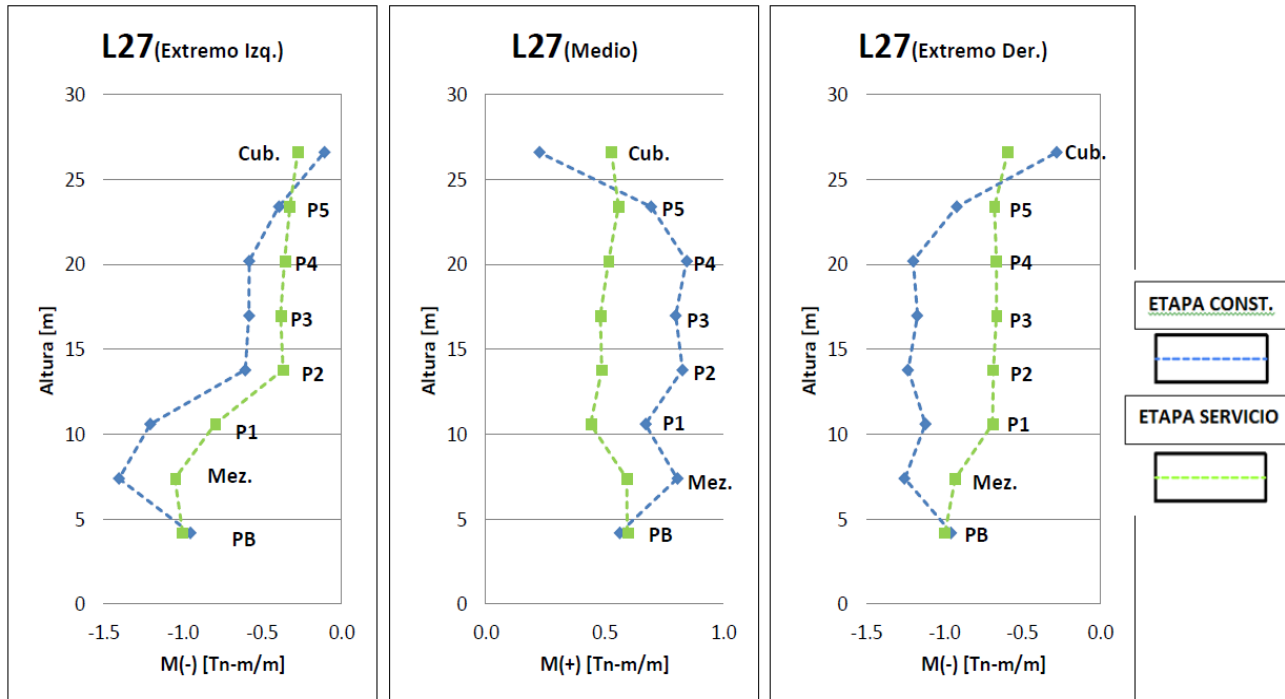


Fig. 4.42 Diagramas de Momentos en el eje X de la Losa 27.

(Fuente: Elaboración propia)

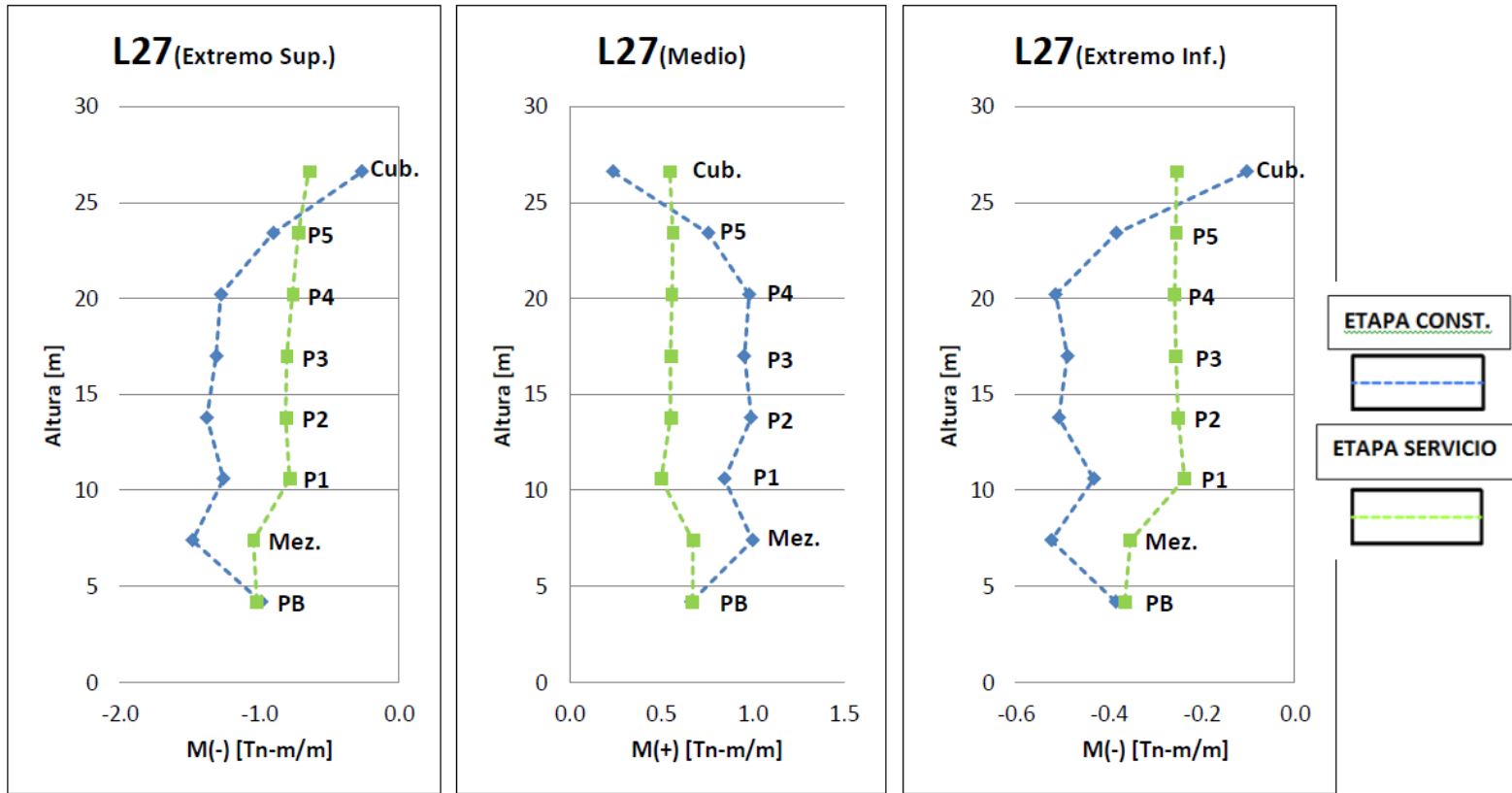


Fig. 4.43 Diagramas de Momentos en el eje Y de la Losa 27.

(Fuente: Elaboración propia)

4.2 Análisis de desplazamientos

4.2.1 Comparación de desplazamientos

Para realizar una comparación entre los desplazamientos verticales obtenidos en etapa de servicio con desplazamientos verticales obtenidos en etapa constructiva se analizó la viga V5f.

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES [mm]						
Etapa de Construcción			Etapa de Servicio			
Extremo Izq.	Medio	Extremo Der.	Extremo Izq.	Medio	Extremo Der.	NIVEL
-0.39547	-0.57006	-0.267104	-0.648525	-1.09159	-0.420581	PB
-0.61647	-0.79834	-0.420656	-1.064948	-1.55805	-0.696437	Mezanine
-0.76166	-0.90748	-0.52427	-1.401776	-1.76833	-0.925233	P1
-1.09695	-1.40009	-0.790952	-2.044564	-2.71849	-1.445001	P2
-1.29285	-1.61482	-0.951848	-2.554821	-3.23967	-1.850609	P3
-1.42011	-1.76709	-0.985803	-3.031371	-3.84339	-2.14129	P4
-1.5529	-2.41006	-0.993653	-3.533108	-4.33415	-2.436328	P5
-0.5708	-0.88087	-0.381654	-3.774251	-4.57642	-2.573639	Cubierta

Tabla4.30 Desplazamientos Verticales en la viga V5f.

(Fuente: Elaboración propia)

Los desplazamientos obtenidos en la etapa constructiva son los valores máximos obtenidos de las diferentes etapas de construcción del edificio presentadas en las figuras 3.8 y 3.9.

Con el fin de demostrar la diferencia de comportamiento de los desplazamientos verticales, se muestra los diagramas basados en la tabla 4.30.

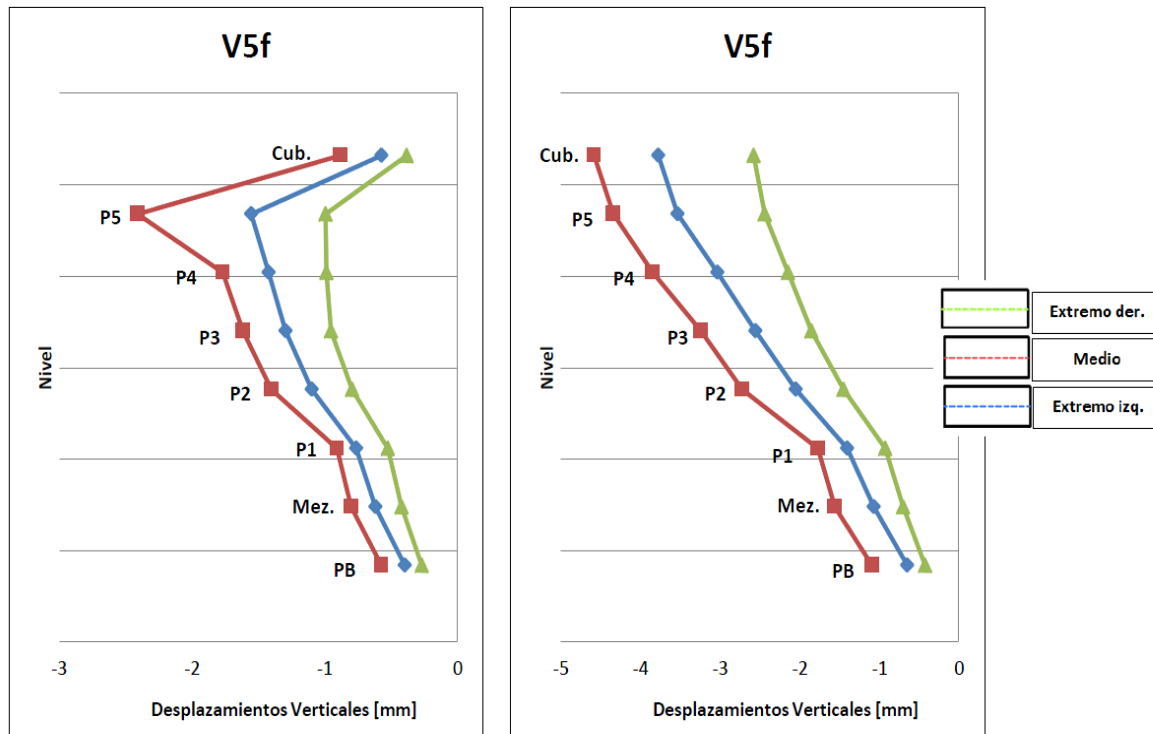


Fig. 4.44 Diagramas de Desplazamientos Verticales en la viga V5f.

(Fuente: Elaboración propia)

4.2.2 Comportamiento de los desplazamientos en la etapa constructiva

4.2.2.1 Comportamiento de los desplazamientos de vigas

Para demostrar el comportamiento que tienen los desplazamientos en vigas en la etapa de construcción se presenta el análisis realizado en la viga V5f del nivel Mezanine y la viga V5g ubicada en la Planta Baja del edificio en estudio.

4.2.2.1.1 Comportamiento de los desplazamientos en la Viga V5f (Mezanine)

A continuación se presentan los desplazamientos verticales producidos en la viga V5g ubicada en el nivel mezanine del edificio en estudio.

Desplazamiento Vertical [mm]			
Extremo Izq.	Medio	Extremo Der.	Etapas
-0.044475	-0.062192	-0.034001	2
-0.183436	-0.351473	-0.124492	3
-0.322897	-0.590169	-0.223044	4
-0.391556	-0.691648	-0.266554	5
-0.589652	-0.947833	-0.39511	6
-0.459342	-0.532005	-0.333417	7
-0.582909	-0.654896	-0.442007	8
-0.471537	-0.575979	-0.413338	9
-0.591052	-0.70219	-0.540867	10
-0.551131	-0.64748	-0.482753	11
-0.67297	-0.771261	-0.605781	12
-0.631411	-0.722379	-0.54932	13
-0.75758	-0.847618	-0.671265	14
-0.714911	-0.798343	-0.616472	15

Tabla 4.31 Desplazamientos Verticales en la viga V5f (Mezanine).

(Fuente: Elaboración propia)

Las etapas en las que se analizó estos desplazamientos son presentadas en la fig. 3.8 y 3.9.

Con el fin de demostrar de forma más clara el comportamiento de los desplazamientos verticales en la viga V5f(Mezanine) en la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.31.

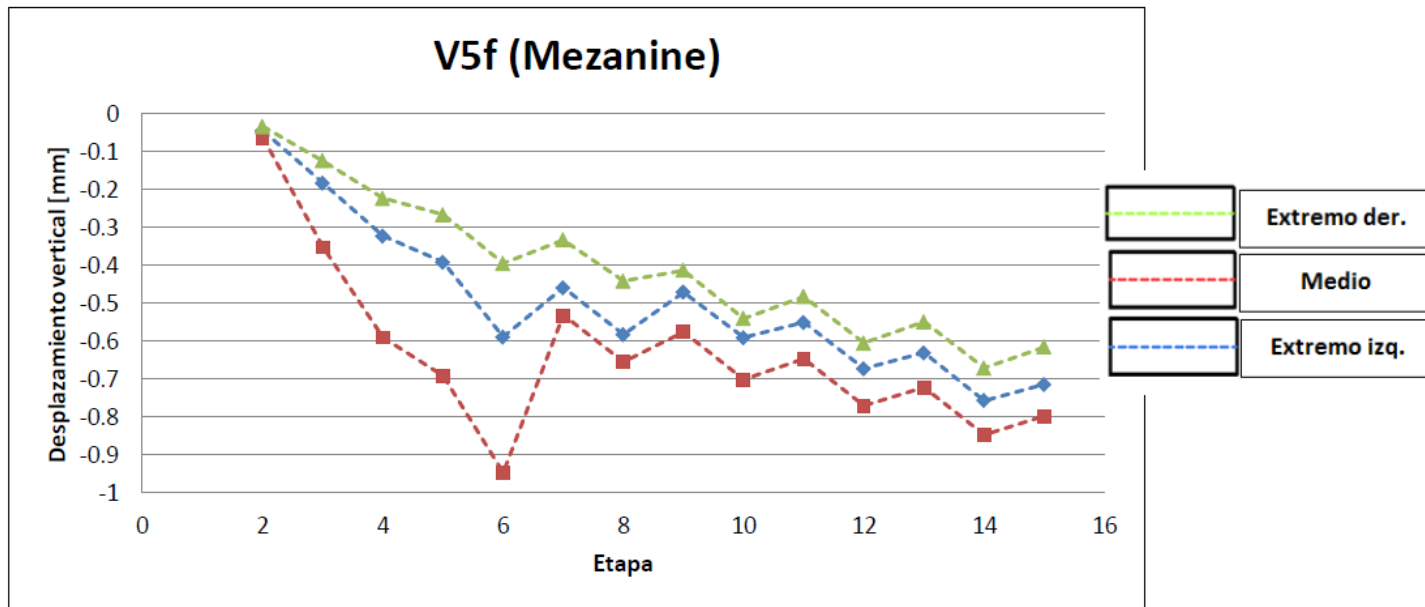


Fig. 4.45 Diagrama de Desplazamientos Verticales en la etapa constructiva en la viga V5f (Mezanine).

(Fuente: Elaboración propia)

4.2.2.1.2 Comportamiento de los desplazamientos en la Viga V5g (Planta Baja)

A continuación se presentan los desplazamientos verticales producidos en la viga V5g ubicada en la planta baja del edificio en estudio.

Desplazamiento Vertical [mm]			
Extremo Izq.	Medio	Extremo Der.	Etapas
-0.017746	-0.026867	-0.014659	1
-0.039234	-0.045923	-0.03352	2
-0.147015	-0.187401	-0.073231	3
-0.226606	-0.275017	-0.114421	4
-0.197	-0.187466	-0.106794	5
-0.269521	-0.242171	-0.148469	6
-0.235475	-0.232297	-0.147115	7
-0.296861	-0.282311	-0.185819	8
-0.280556	-0.269798	-0.176952	9
-0.352653	-0.329507	-0.224488	10
-0.319812	-0.304202	-0.208219	11
-0.389372	-0.362254	-0.255465	12
-0.357462	-0.337421	-0.238121	13
-0.426452	-0.395041	-0.284677	14
-0.395471	-0.370492	-0.267104	15

Tabla 4.32 Desplazamientos Verticales en la viga V5f (Planta Baja).

(Fuente: Elaboración propia)

Las etapas mostradas en la anterior tabla 4.32, son mostradas en la fig. 3.8 y 3.9.

Con el fin de demostrar de forma más clara el comportamiento de los desplazamientos verticales en la viga V5g(PB) en la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.32.

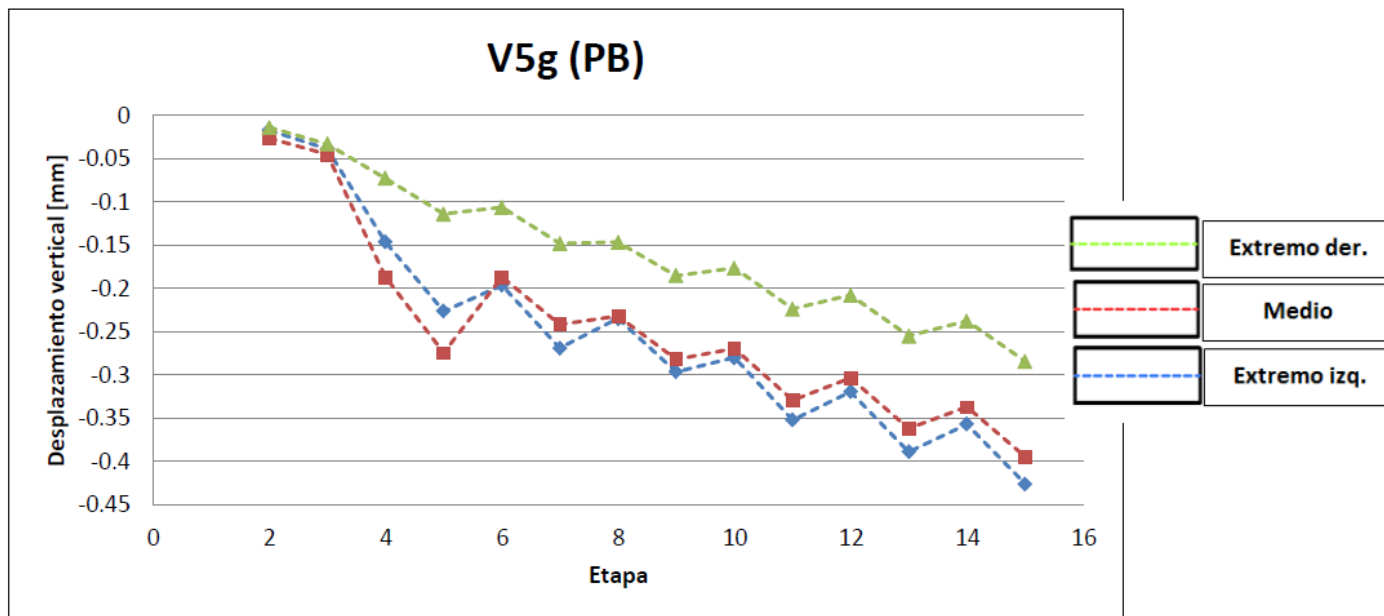


Fig. 4.46 Diagrama de Desplazamientos Verticales en la etapa constructiva en la viga V5g (Planta Baja).

(Fuente: Elaboración propia)

4.2.2.2 Comportamiento de los desplazamientos de columnas

Para demostrar el comportamiento que tienen los desplazamientos en columnas en la etapa de construcción se presenta el análisis realizado en la columna C7c ubicado en el Piso 2 del edificio en estudio.

4.2.2.2.1 Comportamiento de los desplazamientos en la Columna C7c (P2)

A continuación se presentas los desplazamientos verticales producidos en la columna ubicada en la Piso 2 del edificio en estudio.

Desplazamiento vertical [mm]		
Cabeza Columna	Inicio Columna	Etapas
-0.105293	-0.413228	6
-0.369496	-0.765887	7
-0.684429	-1.1154	8
-1.132229	-0.984989	9
-1.726229	-1.377947	10
-1.428679	-1.184417	11
-1.991117	-1.55752	12
-1.720794	-1.378638	13
-2.268363	-1.742	14
-2.014521	-1.574095	15

Tabla 4.33 Desplazamientos Verticales en la columna C7c (P2).

(Fuente: Elaboración propia)

Las etapas mostradas en la anterior tabla 4.33, son mostradas en la fig. 3.8 y 3.9.

A continuación se presentan los desplazamientos horizontales producidos en la columna ubicada en la planta baja del edificio en estudio.

Desplazamiento horizontal [mm]		
Cabeza Columna	Inicio Columna	Etapas
0.233428	0.233912	6
0.280286	0.234175	7
0.559833	0.383841	8
0.619415	0.496159	9
0.947967	0.697538	10
0.899124	0.659963	11
1.232887	0.86005	12
1.206443	0.84251	13
1.492039	1.01079	14
1.449153	0.984019	15

Tabla 4.34 Desplazamientos Horizontales en la columna C7c (P2).

(Fuente: Elaboración propia)

Con el fin de demostrar de forma más clara el comportamiento de los desplazamientos verticales en la columna C7c(Planta Baja) en la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.33.

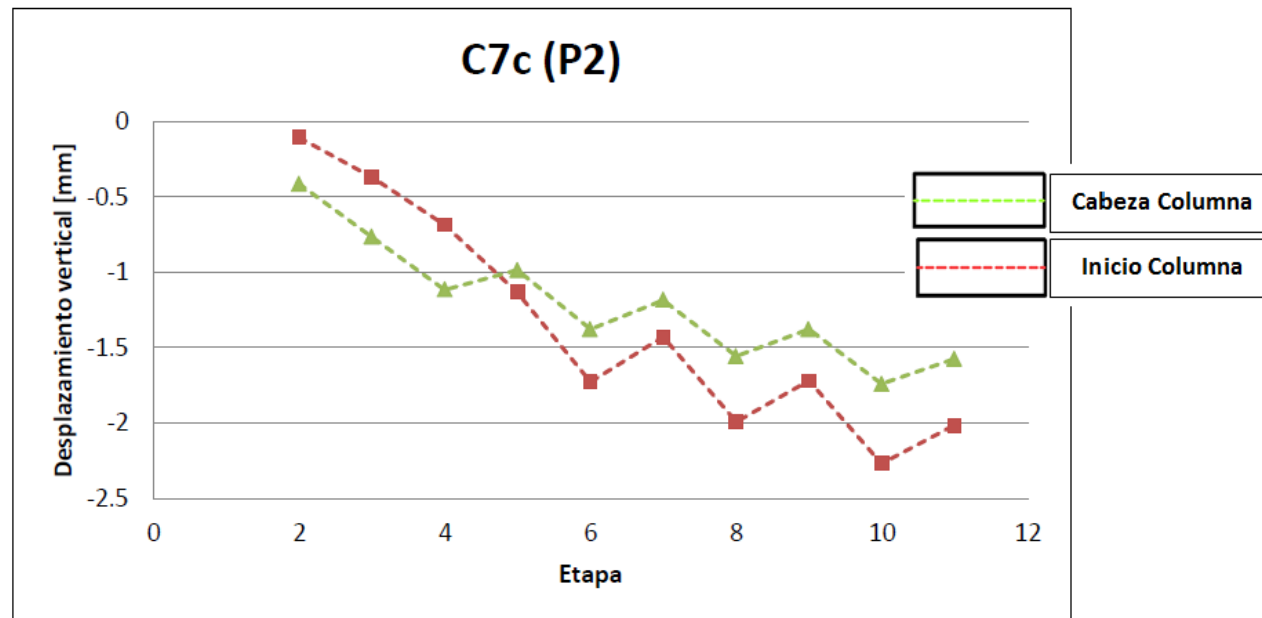


Fig. 4.47 Diagrama de Desplazamientos Verticales en la etapa constructiva en la columna C7c (P2).

(Fuente: Elaboración propia)

Con el fin de demostrar de forma más clara el comportamiento de los desplazamientos horizontales en la columna C7c(Planta Baja) en la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.34.

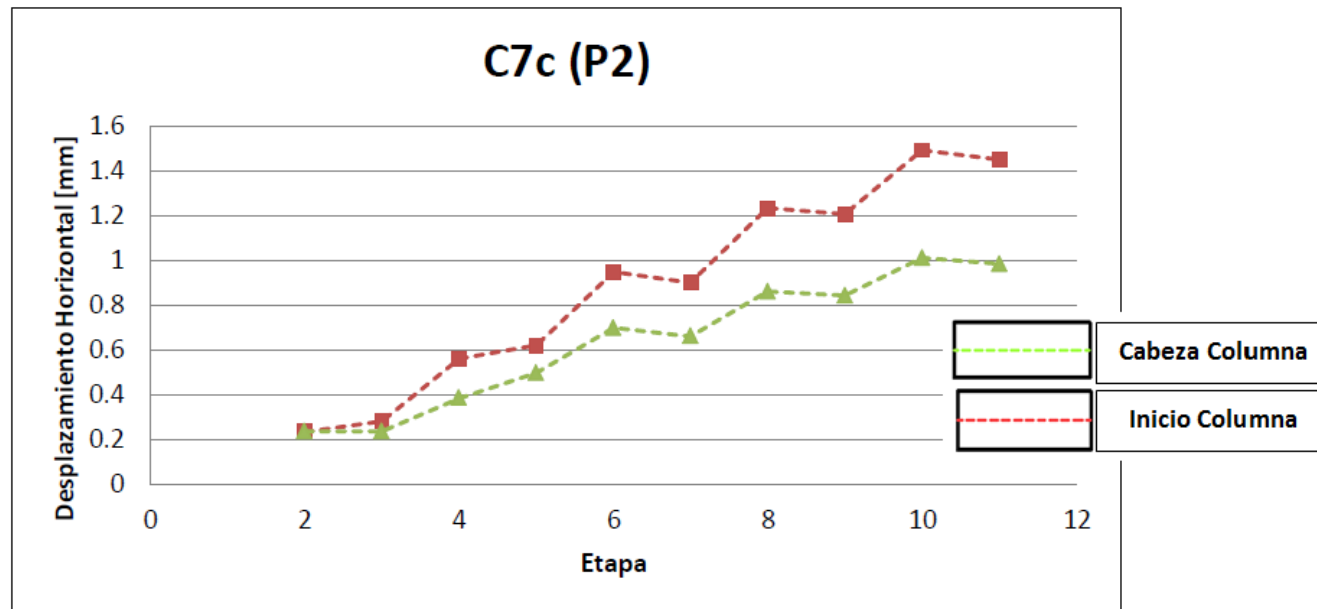


Fig. 4.48 Diagrama de Desplazamientos Horizontales en la etapa constructiva en la columna C7c (P2).

(Fuente: Elaboración propia)

4.2.2.3 Comportamiento de los desplazamientos en Losas.

Para demostrar el comportamiento que tienen los desplazamientos en losas en la etapa de construcción se presenta el análisis realizado en la losa L10(P1) .

4.2.2.3.1 Comportamiento de los desplazamientos en la Losa L10(P1).

A continuación se presentan los desplazamientos verticales en la etapa de construcción producidos en el centro de la Losa 10 ubicada en el piso 1 del edificio en estudio.

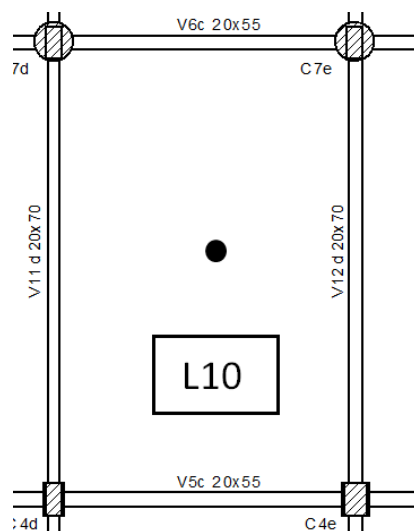


Fig.4.49 Losa 10 ubicada en el piso 1.

(Fuente: Elaboración propia)

ETAPA	Desplazamiento Vertical [mm]
4	-0.115751
5	-0.532971
6	-1.72243
7	-2.851174
8	-3.78965
9	-1.473111
10	-1.728111
11	-1.711876
12	-1.985454
13	-1.851424
14	-2.115214
15	-2.005627

Tabla 4.35 Desplazamientos Verticales en el centro de la losa L10(P1).

(Fuente: Elaboración propia)

Con el fin de demostrar de forma más clara el comportamiento de los desplazamientos verticales en el centro de la losa L10(P1) en la etapa de construcción, se presentan los siguientes diagramas basados en los resultados presentados en las tablas 4.35.

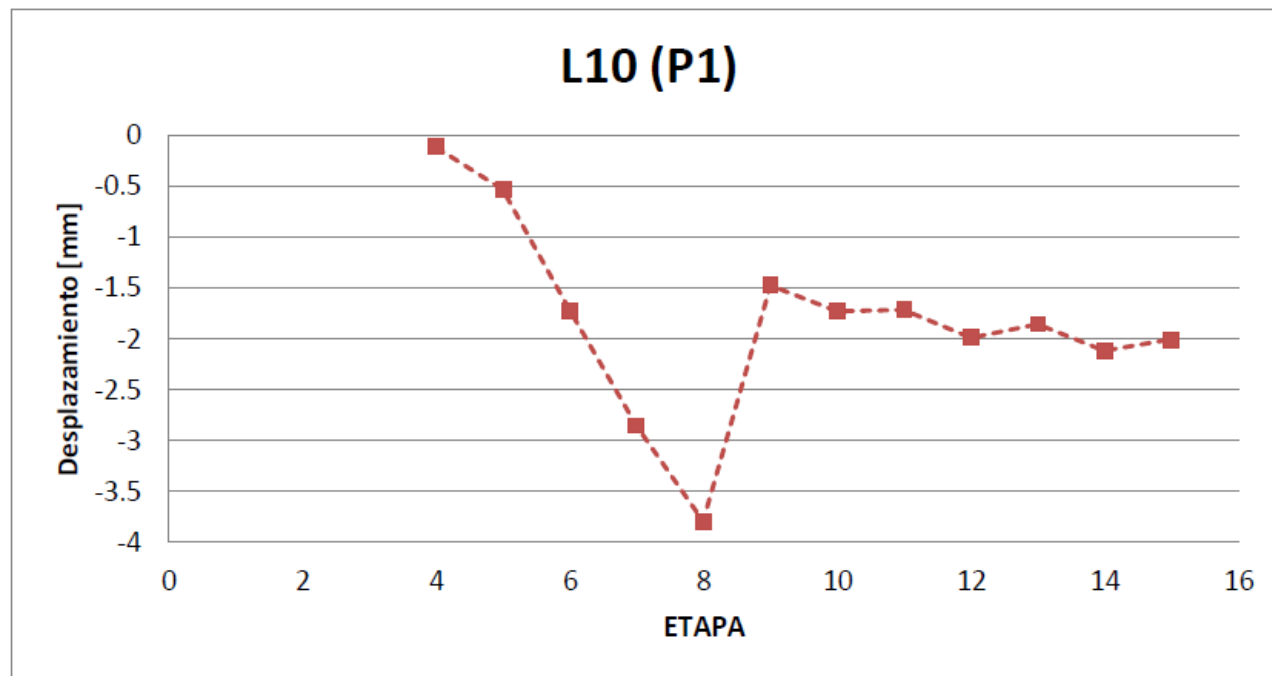


Fig. 4.50 Diagrama de Desplazamientos Verticales en el centro de la losa L10(P1) en la etapa constructiva.

(Fuente: Elaboración propia)

4.4 Análisis para diferentes edades de desapuntamiento

Se realizó el análisis para diferentes edades de desapuntamiento en el piso 1 del Pórtico G, del edificio en estudio:

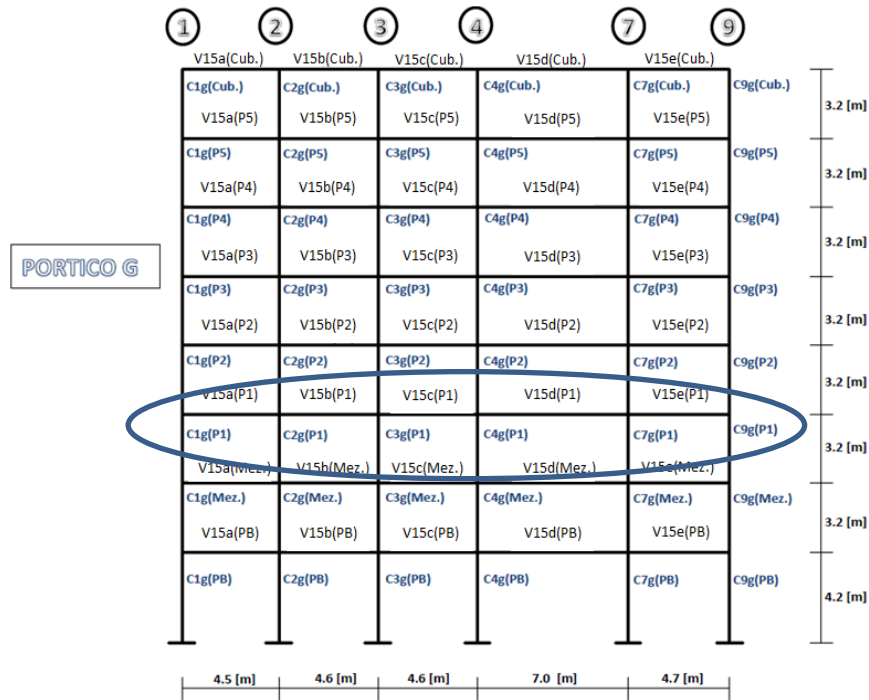


Fig. 4.51 Piso 1 del Pórtico G.

(Fuente: Elaboración propia)

A continuación se presentan los resultados en vigas del Piso 1, tanto para un desapuntamiento de losa y viga de 10 días y de 20 días.

ETAPA DE SERVICIO							
VIGA	Momento [Tn-m]			Cortante [Tn]			Desplam. Vertical [mm]
	IZQ.	MEDIO	DER.	IZQ.	MEDIO	DER.	
V15a	-1.14	2.30	-4.03	-3.42	0.90	5.02	-2.197
V15b	-3.63	1.76	-2.06	-4.50	-0.31	3.50	-2.067
V15c	-6.85	1.64	-1.83	-7.11	-0.54	3.37	-1.965
V15d	-7.46	4.69	-6.67	-5.44	-0.65	7.10	-2.663
V15e	-5.24	2.41	-1.19	-5.98	-0.93	3.85	-1.977

Tabla 4.36 Esfuerzos producidos en vigas del piso 1 en etapa de servicio

(Fuente: Elaboración propia)

DESAPUNTAMIENTO A LOS 10 DIAS							
VIGA	Momento [Tn-m]			Cortante [Tn]			Desplam. Vertical [mm]
	IZQ.	MEDIO	DER.	IZQ.	MEDIO	DER.	
V15a	-1.83	3.58	-6.53	-5.25	1.38	7.78	-3.464
V15b	-4.95	2.41	-5	-6.2	-0.34	6.14	-3.089
V15c	-6.57	2.15	-4.11	-6.98	-0.52	5.57	-2.817
V15d	-11.67	7.71	-12.51	-8.97	-0.43	11.74	-5.511
V15e	-5.15	3.1	-6.93	-7.18	-0.76	8.73	-3.006

Tabla 4.37 Esfuerzos producidos en vigas del piso 1 para un desapuntamiento de losa y viga de 10 días.

(Fuente: Elaboración propia)

DESAPUTALAMIENTO A LOS 20 DIAS							
VIGA	Momento [Tn-m]			Cortante [Tn]			Desplam. Vertical [mm]
	IZQ.	MEDIO	DER.	IZQ.	MEDIO	DER.	
V15a	-1.77	3.61	-6.48	-5.24	1.39	7.77	-3.104
V15b	-4.91	2.43	-4.96	-6.20	-0.34	6.14	-2.726
V15c	-6.56	2.16	-4.07	-6.99	-0.53	5.56	-2.469
V15d	-11.61	7.77	-12.40	-8.97	-0.43	11.73	-4.975
V15e	-5.09	3.12	-6.90	-7.16	-0.75	8.72	-2.647

Tabla 4.38 Esfuerzos producidos en vigas del piso 1 para un desapuntalamiento de losa y viga de 20 días.

(Fuente: Elaboración propia)

A continuación se presentan los resultados en columnas del Piso 1, tanto para un desapuntalamiento de columnas cada 4 días y cada 8 días:

COLUMNA	ETAPA DE SERVICIO	FUERZA AXIAL [Tn]	
		DESPUTALAMIENTO 4 DIAS	DESPUTALAMIENTO 8 DIAS
C1g	-71.28853	-41.51119	-41.4937
C2g	-118.13898	-86.69837	-86.81641
C3g	-111.94052	-79.35641	-79.3572
C4g	-101.3873	-71.71221	-71.71001
C7g	-131.592	-97.35206	-97.44788
C9g	-83.20626	-57.53232	-57.51776

Tabla 4.39 Fuerzas Axiales en columnas para desapuntalamiento de 4 y 8 días.

(Fuente: Elaboración propia)

4.4 Listado de recomendaciones constructivas

Como resultado de la presente investigación continuación se presentan recomendaciones constructivas:

- Se deben controlar las cargas dispuestas durante la etapa de construcción para evitar la acumulación de material en zonas de losa.
- El incremento del espesor de la losa no es tan eficaz como el empleo de un hormigón de mayor resistencia o de endurecimiento más rápido.
- Se recomienda tener cuidado con el esfuerzo cortante o el punzonamiento alrededor de los pilares e incluso de los puntales, aumentando las dimensiones de las zonas de apoyo si fuera necesario.
- Se debe respetar los tiempos de desapuntalamiento de los elementos estructurales con el fin de evitar el posible derrumbe de estos.
- El uso de Hormigón ligero y si es posible pretensadas es recomendable para reducir la relación carga muerta/carga total, y por lo tanto las cargas actuantes durante su construcción.
- Si la losa se fisura durante la construcción, se deben aflojar los puntales, dejándolos simplemente presentados con una ligera tensión para que no se caigan, a fin de reducir las cargas sobre la losa.
- Es aconsejable utilizar hormigones con alta relación agua cemento, ya que la resistencia inicial puede disminuir considerablemente.

- No amontonar material en un lugar en el que puede producirse inestabilidad como por ejemplo en un voladizo.
- Si se realiza algún cambio en la geometría de la estructura concebida en la etapa de servicio, comprobar que este cambio no provoque daño a los elementos estructurales del edificio.
- Deberá supervisarse que el ingeniero a cargo de la obra tenga un cronograma claro de las cargas que actúan, y la edad a la que éstas actúan.
- El reapuntalamiento presenta interés estructural, pues supone reducción de cargas máximas en losas, pero aumenta el número de operaciones a realizar lo que aumenta el coste de mano de obra.
- El reapuntalamiento debe de ser muy cuidadoso, con el fin de que no quede coartada la libre deformación del forjado.
- Al descimbrar a edades tempranas se requerirá de controles de calidad muy intensos, ensayos representativos previos al desapuntalamiento.
- Los distintos elementos que constituyen los moldes , el encofrado, los puntales y cimbras, se deberán retirar sin producir sacudidas ni choques en la estructura, recomendándose, cuando los elementos sean de cierta importancia, el empleo de cuñas, gatos u otros dispositivos análogos para lograr un descenso uniforme de apoyos.
- Se recomienda al ingeniero calculista revisar la secuencia de construcción de todo diseño estructural de edificios.

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES GENERALES

Tal y como se ha señalado al inicio de este estudio, un porcentaje elevado de accidentes relacionados con estructuras de hormigón de varias plantas han ocurrido durante la ejecución. Los elevados ritmos constructivos empleados en la actualidad y el desconocimiento de las sollicitaciones a los que se ven sometidos los distintos elementos estructurales durante el proceso constructivo son algunas de las posibles causas de dichos accidentes.

De hecho, se piensa que el tener un conocimiento detallado de cómo se distribuyen en todo momento las cargas entre losas y puntales habría ayudado a evitar muchos de los colapsos ocurridos. En este sentido, en el Capítulo 2 de este estudio se han presentado varios métodos desarrollados por otros autores para el cálculo de cargas. En general, estos métodos se encuentran sujetos a hipótesis muy variadas, de manera que las distribuciones de cargas que proporcionan difieren mucho entre sí.

No obstante, la gran cantidad de métodos teóricos desarrollados contrastaba hasta ahora con la escasez de campañas experimentales efectuadas.

El comportamiento de las estructuras ha sido desde siempre una preocupación constante para los ingenieros estructurales, dada la naturaleza de los elementos que la componen y su comportamiento frente a las cargas que éstos deben resistir, se hace entonces necesario modelar las estructuras con el máximo realismo posible.

Ya en el año 1963, GRUNDY & KABAILA idearon un método de análisis que consideró hipótesis simplificadoras y que ha servido de base para la mayoría de las investigaciones realizadas posteriormente. A partir de entonces, se han desarrollado numerosos análisis teóricos para determinar la distribución de cargas de construcción y estudiar el grado de influencia de diversos parámetros en ella.

Cabe destacar que para una correcta aplicación del análisis secuencial de cargas de construcción, cualquiera sea el método utilizado, se debe saber con certeza el cronograma de construcción de la obra analizada, ya que es esencial conocer las

magnitudes y tiempo en que los diferentes elementos estructurales serán solicitados por las diferentes cargas de construcción.

Lo que respecta al software empleado y las condiciones bajo las cuales trabaja, se puede concluir que en el mercado hay una gran cantidad de programas computacionales de análisis estructural, pero no todos pueden llegar a realizar un estudio tan acabado, es por ello que la herramienta utilizada es poco conocida dentro de los ingenieros, lo que se tradujo en un período no menor de aprendizaje de dicho software. Por anteriormente expuesto, es que se decidió realizar un tutorial de la herramienta en el Anexo 2. Además se debe tener presente, que el software necesita una computadora con altas prestaciones dada la complejidad de los cálculos y animaciones con que éste trabaja.

Una vez que se logró comprender y manejar SAP2000 V10, se pudo ratificar la eficiencia, efectividad y factibilidad del método, logrando llevar el análisis de estructuras a un plano más realista, teniendo como consecuencia la disminución de error en el comportamiento de la estructura una vez que sea implementada la obra.

En el período de la revisión bibliográfica, se experimentó la falta de estudios realizados a nivel nacional, lo que hizo de esta labor un acto tedioso y poco dinámico, para poder llevar a cabo la recaudación y comparación de información.

Basado en la comparación de los resultados obtenidos a través del análisis convencional y el análisis secuencial por etapas, se puede concluir que:

- Los elementos estructurales más solicitados del edificio son las losas y vigas del edificio, presentando esfuerzos en etapa constructiva que en muchos casos son más del doble del valor de los esfuerzos que ocurren en la etapa de servicio.
- Si bien existe diferencia en los esfuerzos en las columnas, se observa que no es significativa, debido a que los puntales resisten junto con los puntales las cargas provenientes de las vigas y losas del edificio.

- Se observó que el comportamiento de los desplazamientos varía significativamente de etapa constructiva a etapa constructiva, por lo que es necesario realizar un control en aquellas etapas en las que se produzca los mayores desplazamientos.
- Las cargas de construcción sobre losas que soportan los puntales de losas superiores, pueden llegar a exceder las cargas de proyecto, por lo que deben ser consideradas en el diseño de los elementos estructurales.
- El aumento del número de niveles de apuntalado no reduce el valor de la máxima carga de construcción, sino que puede aumentarla. Aunque en este caso la edad de la losa a la que se produce la máxima carga también aumenta, el incremento de la resistencia a compresión no compensa necesariamente el incremento de carga, por lo que debe usarse dos o tres juegos de puntales.
- Como se puede observar en los análisis realizados en el edificio de estudio de caso, los resultados de los esfuerzos en etapa constructiva difieren de manera significativa de la etapa de servicio, ante esto las posibles soluciones serían:
 - Realizar un diseño estructural con los esfuerzos obtenidos en etapa constructiva en los elementos estructurales del edificio, cuando estos sean mayores que en la etapa de servicio.
 - Utilizar un método de apuntalamiento, como por ejemplo el reapuntalamiento donde la transmisión de cargas a las losas sea menor.
 - Utilizar un hormigón de mayor resistencia o hacer el uso de aditivos que aumenten la resistencia del hormigón en edades tempranas.

- Controlar las deformaciones en cada una de las etapas constructivas, para prevenir posibles fisuraciones en los elementos estructurales.
 - Tomar las medidas necesarias, para que el curado en los elementos de Hormigón sea el más óptimo posible, pues como se vio un buen curado aumenta la resistencia del Hormigón.
- Al realizar los análisis para desapuntalamientos de vigas y losas a edades menores a los 28 días se puede observar que:
 - En la etapa constructiva existe una redistribución de los esfuerzos, que se va pareciendo cada vez más a la etapa de servicio a medida que el elemento tiene mayor rigidez.
 - Se pudo observar que no existe mucha diferencia en las deformaciones entre un desapuntalamiento de viga y losa a los 10 días con un desapuntalamiento a los 20 días. Sin embargo hay que incrementar la flecha mecánica en edades más tempranas.

Finalmente podemos decir que se cumplió con lo esperado, y con lo establecido en los objetivos del presente estudio, sacando como conclusión principal que si es necesario realizar un análisis en la etapa constructiva con el fin de evitar accidentes y perjuicios económicos en la construcción de edificios de Hormigón Armado construidos in situ.