

UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

The logo of the Universidad del Bío-Bío is a shield-shaped emblem. At the top, it features an open book with the Greek letters Alpha (Α) and Omega (Ω) on its pages. Below the book are four lit candles. The central part of the shield contains a red shield with a yellow sunburst. At the bottom, there are two yellow stars. The entire logo is rendered in a light blue color.

**“ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA SECUENCIA
DE CARGAS DE CONSTRUCCIÓN EN
EDIFICACIONES IRREGULARES EN ALTURA”**

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el
grado de Ingeniero Civil

SERGIO MANUEL MERINO MARÍN

Profesor guía: Ing. Alexander Opazo Vega

Concepción, Marzo de 2008

*A mis padres, Apolinario y María,
a mi abuela Elena, mi eterna compañera
y a mis hermanos por su apoyo
incondicional*

Agradecimientos

Esta tesis refleja el esfuerzo y dedicación de todos los años de estudio, donde día tras día he crecido y desarrollado como persona, aprendiendo a explotar mis fortalezas y atenuar mis debilidades en el actuar.

No puedo dejar de mencionar y agradecer en forma muy especial a mi profesor guía el Ing. Alexander Opazo, por su dedicación, preocupación y excelente orientación ofrecida durante la elaboración de este trabajo.

En esta ocasión, no puedo dejar de dar las gracias a todo el cuerpo docente de la carrera de ingeniería civil y a cada uno de mis compañeros y amigos, los cuales me alentaron y ayudaron a conseguir el objetivo hoy logrado.

Agradezco de forma muy especial a mi hermano Carlos por su eterna preocupación y constante ayuda, el cual dedicó gran parte de su tiempo y compañía a mí. También le agradezco por su ayuda y apoyo a mi hermano Manuel, en especial por su siempre atenta actitud y cariño hacia mi persona.

Por último dedico esta tesis a las personas más importantes en mi vida, mi familia, en especial a mis padres por toda la ayuda y esfuerzo puesto en mi formación y desarrollo, a su incansable sacrificio, apoyo incondicional y eterna preocupación.

Resumen

Dada la celeridad con la que se trabaja en la actualidad en el rubro de la construcción, en especial en edificios de hormigón armado, se hace cada vez más importante realizar un análisis que contemple las cargas que actúan durante el proceso constructivo. Estas cargas, en ocasiones, pueden llegar sobrepasar la resistencia contemplada en el diseño, este efecto se ve incrementado por el hecho que los pisos superiores son sostenidos por los pisos inferiores recientemente hormigonados, los cuales no poseen la resistencia de diseño. Para una correcta aplicación del análisis secuencial de cargas, es esencial conocer el historial de cargas, el que se obtiene del cronograma de trabajo de la obra estudiada.

El presente trabajo, estudia las variaciones en los desplazamientos de la estructura, producidas al contemplar diversos tiempos de alzaprimados y variación del módulo de elasticidad a lo largo del proceso de maduración del hormigón.

Abstract

Once the celerity it is worked up with as of the present moment in the item of the construction was given, specially at reinforced concrete buildings, to accomplish an analysis that have provision for the loads that they perform on during the constructive process becomes more and more important. These loads, at times, can arrive to surpass the resistance envisaged in the design, you see this effect incremented for the fact that top floors are supported by the inferior floors recently concretings, which do not possess the resistance of design. For a correct application of the sequential analysis of loads, to know the track record of loads it is essential, the one that is obtained of the chronogram of work of the studied work.

The present I work, you go into the variations in the displacements of the structure, produced when envisaging various times of levered up and variation of the modulus of elasticity to I deliver it of the process of maturation of concrete.

Índice

Lista de figuras.....	i
Lista de tablas.....	iii
Lista de Abreviaturas y Siglas.....	iv

Capítulo I : Introducción

1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Justificaciones.....	2
1.4 Contenido del trabajo.....	3

Capítulo II : Secuencias típicas de construcción de edificios en altura

2.1 Proceso de construcción en la estructura.....	5
2.2 Acciones presentes en las etapas de construcción.....	8
2.3 Propiedades del concreto en las edades iniciales.....	9
2.4 Deformación de los elementos estructurales.....	16
2.4.1 Verificación de la deformación excesiva considerando las cargas de construcción.....	16
2.4.2 Expresiones para la cuantificación de la deformación lenta.....	24
2.4.3 Expresiones para la cuantificación de la deformación por retracción.....	28

Capítulo III : Modelación estructural de la secuencia de cargas de construcción

3.1	El método simplificado de GRUNDY & KABAILA.....	33
3.2	Análisis secuencial de las etapas de la construcción.....	40
3.2.1	El modelado a través del método de elementos finitos.....	40
3.2.2	Justificación para la consideración del análisis secuencial de la estructura.....	41
3.2.3	Definición del análisis secuencial que considera el proceso de construcción (SAP2000).....	45

Capítulo IV : Implementación de la secuencia de cargas constructivas en proyectos reales

4.1	Estructuración del edificio en estudio.....	52
4.2	Casos de estudio para la estructura modelada.....	62

Capítulo V : Resultados, comparaciones y recomendaciones

5.1	Verificación de momentos flectores y desplazamientos.....	64
5.1.1	Tiempo de alzaprimado de la estructura.....	67
5.1.2	Variación del módulo de elasticidad en el tiempo.....	72

Capítulo VI : Conclusiones

6.1	Contenido del capítulo.....	81
6.2	Resumen y conclusiones.....	81
6.3	Trabajos futuros.....	83

Bibliografía	84
---------------------------	----

Anexos

A	Cronogramas de alzaprimados para los distintos períodos.....	88
	A.1 Alzaprimado cada 7 días.....	88
	A.2 Alzaprimado cada 14 días.....	89
	A.3 Alzaprimado cada 21 días.....	90
	A.4 Alzaprimado cada 28 días.....	91
B	Tabla de los desplazamientos en el punto medio de los elementos estructurales estudiados.....	92
	B.1 Viga A.....	92
	B.2 Viga B.....	99
	B.3 Losa.....	106
C	Tutorial de la herramienta “Análisis Secuencial por Etapas” para SAP2000 V10.....	113

Lista de Figuras

Figura 1	– Operaciones básicas en procesos de construcción de edificios.....	6
Figura 2	– Desarrollo de la resistencia a compresión del concreto para diferentes temperaturas [PRICE (1951)].....	10
Figura 3	– Desarrollo de la resistencia a compresión del hormigón para diferentes tiempos de curado húmedo [LEVY & HELENE (1996)].....	12
Figura 4a	– Variación del módulo de elasticidad según ACI-318 (1989).....	15
Figura 4b	– Variación del módulo de elasticidad según CEB-90 (1990).....	16
Figura 5	– Curva característica de la deformación del hormigón.....	19
Figura 6	– Curva típica de retracción del hormigón.....	20
Figura 7	– Los factores de carga (k) para puntales y alzaprimas (2 +2).....	35
Figura 8	– Factores de carga máximos para cada piso.....	37
Figura 9	– Diagrama de factores de carga para el cuarto piso.....	37
Figura 10	– Historial de cargas constructivas para el cuarto piso.....	38
Figura 11	– Modelo representativo de la etapa intermedia de la construcción..	41
Figura 12	– Análisis secuencial de la estructura de un edificio.....	42
Figura 13	– Pórtico plano sometido a cargas de peso propio de la estructura...	43
Figura 14	– Momentos flectores en las vigas del pórtico.....	44
Figura 15	– Modelo usado para determinar la distribución de cargas en el momento de hormigonar.....	46
Figura 16	– Análisis secuencial para un edificio de 4 pisos con proceso de construcción con dos niveles de puntales y uno de alzaprimas (2+1).....	48
Figura 17	– Esquema de los elementos alzaprimas.....	54

Figura 18	–	Planta arquitectura del edificio T2.....	55
Figura 19	–	Esquema de la discretización de las losas.....	58
Figura 20	–	Esquema de alzaprimas.....	59
Figura 21	–	Esquema de ubicación para los elementos analizados.....	65
Figura 22	–	Detalle de los elementos analizados.....	66
Figura 23a	–	Desplazamientos en el punto medio de la viga A.....	67
Figura 23b	–	Desplazamientos en el punto medio de la viga B.....	68
Figura 23c	–	Desplazamientos en el punto medio de la losa.....	68
Figura 24a	–	Gráfico comparativo para la etapa final de los desplazamientos de la viga A.....	74
Figura 24b	–	Gráfico comparativo para la etapa final de los desplazamientos de la viga B.....	75
Figura 25a	–	Gráfico comparativo para la etapa final de los momentos flectores de la viga A.....	76
Figura 25b	–	Gráfico comparativo para la etapa final de los momentos flectores de la viga B.....	77

Lista de Tablas

Tabla 1	– Valores del coeficiente de contorno.....	28
Tabla 2	– Valores máximos y convergentes de los factores de carga para los pisos.....	39
Tabla 3	– Volúmenes de materiales en obra gruesa.....	60
Tabla 4	– Cronograma para piso tipo.....	61
Tabla 5	– Esquema de análisis para las estructuras.....	63
Tabla 6 ^a	– Comparación de la diferencia porcentual de los desplazamientos en la viga A.....	70
Tabla 6b	– Comparación de la diferencia porcentual de los desplazamientos en la viga B.....	70
Tabla 6c	– Comparación de la diferencia porcentual de los desplazamientos en la losa.....	71
Tabla 7a	– Resultado del análisis en la etapa final para la viga A.....	72
Tabla 7b	– Resultado del análisis en la etapa final para la viga B.....	73
Tabla 8a	– Comparación de la diferencia porcentual de los desplazamientos en la viga A.....	78
Tabla 8b	– Comparación de la diferencia porcentual de los desplazamientos en la viga B.....	79

Lista de Abreviaturas y Siglas

ACI	–	American Concrete Institute
BS	–	British Standards
CEB	–	Comité Euro-International du Béton
NCh	–	Norma Chilena
NBR	–	Norma Brasileña Registrada
OSHA	–	Occupational Safety and Health Administration
SAP2000	–	Programa integrado para análisis y diseño estructural de la familia de software Computer and Structure.

Capítulo I

Introducción

1.1 Generalidades

Los edificios de hormigón armado son generalmente construidos usando un sistema de soportes temporales, compuesto por moldajes, puntales y alzaprimas, 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.

Además de las cargas de peso propio del concreto, moldajes, puntales y alzaprimas, que pueden ser estimadas con una precisión razonable, también actúan durante la construcción otras cargas. Estas acciones son difíciles de estimar y comprender: el peso de los trabajadores, equipos, materiales, basureros, el impacto causado por el lanzamiento del concreto, el viento, etc.

Las cargas que actúan durante las etapas de construcción de los diferentes pisos pueden sobrepasar las cargas de servicio consideradas en el proyecto. Por lo general, en la mayoría de las obras, las cargas de construcción normalmente solicitan al concreto antes de que haya llegado a las características de resistencia y deformaciones previstas a los 28 días.

La preocupación por esta carga prematura toma cada vez mayor importancia, ya que en los últimos años, habido una tendencia a la aceleración del proceso de la construcción en los edificios de hormigón armado.

De esta manera, la importancia de la relación entre los equipos de proyecto y construcción es esencial para garantizar la seguridad en las condiciones de uso de la estructura. Si hay una sobrecarga que comprometa la estructura durante la construcción, son estos equipos en conjunto los cuales deben estudiar las posibles alternativas, donde entre otros puede destacar: modificar el proceso de construcción, usar concreto con resistencia inicial más elevada, esto último con el objetivo de evitar volver a realizar el proyecto estructural.

En lo que se refiere a las condiciones de uso de la estructura debe darse una especial atención a las deformaciones. Cuando existe la necesidad de verificar la flecha en determinados elementos, eso se hace considerando las cargas de servicio y las propiedades del concreto a los 28 días. La flecha adicional infinita en el tiempo puede ser obtenida a través de una mayoración de la flecha inmediata. Sin embargo, las cargas de construcción producen efectos prematuros como fisuras y pérdida de rigidez que incrementarán las deformaciones, tanto las inmediatas como las infinitas en el tiempo.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Estudiar el comportamiento de las estructuras de edificios en hormigón armado compuesto por losas, vigas, muros y pilares, teniendo en cuenta las cargas que actúan durante las diferentes etapas de construcción.

1.2.2 Objetivos específicos

- Estudiar la teoría de análisis y diseño de elementos de hormigón armado.
- Modelar edificio tipo con irregularidades en su altura, por medio del software SAP2000.
- Comparar los desplazamientos obtenidos a través del análisis convencional y el análisis secuencial de carga.
- Generar recomendaciones y soluciones constructivas que logren evitar el efecto desfavorable de la secuencia de cargas de construcción en edificaciones en altura.

1.3 Justificaciones

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

La revisión bibliográfica sobre las cargas de construcción secuencial apareció casi nula en publicaciones hechas en Chile. Además, dichas obras no tratan el tema con la objetividad que se requiere, ya que no se ha proporcionado un método eficiente para la verificación del estado límite último en las etapas de construcción.

Dado que las investigaciones desarrolladas en el exterior fueron elaboradas en su gran mayoría en los Estados Unidos, están dirigidas a sistemas estructurales de marcos (losa-columna), proceso usual en ese país. Tampoco son nuevas las propuestas eficaces del análisis de las acciones de construcción para el uso práctico. En este sentido muchos trabajos internacionales que todavía se usan en los procedimientos tradicionales fueron desarrollados en la década de los 60, ejemplo de ello es el método simplificado de GRUNDY & KABAILA.

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 (puntales y/o alzaprimas) 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 Willow Island, en Virginia.

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.

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 Contenido del trabajo

La determinación de los esfuerzos solicitados y los desplazamientos en las estructuras del edificio analizado en este trabajo, se realizará con el software SAP2000 V10, desarrollado por Computers and Structures, Inc.

SAP2000 V10 hace posible el uso de elementos barra y de placas, discretizando a través del método de elementos finitos. En este trabajo se utilizó una discretización manual (divide áreas), función proporcionada por dicho software.

El programa utilizado proporciona la herramienta de modelado tridimensional, además dispone de la creación de secuencias de etapas de construcción. Cabe señalar que en el análisis secuencial o incremental, debe ser considerado estático no-lineal, ya que la estructura puede cambiar durante el curso del análisis, tanto geométrica como físicamente, dado el hecho que cada etapa se aplica sobre un piso en estado deformado.

SAP2000 V10 posee una interface gráfica tipo Windows®, la cual trabaja bajo el formato de grillas o cuadrículas, adoptando la función de ejes para hacer más fácil la introducción de los diversos elementos estructurales, además el software posee la opción de editar cada una de las características del modelo que se introduce, evitando hacer un nuevo modelo para cada uno de los análisis, utilizando para ello la misma base tanto para el análisis convencional como secuencial.

En lo que se refiere a la adopción de la linealidad física, de acuerdo OLIVEIRA (1997) para hormigones armados con esfuerzos solicitantes obtenidos en régimen Elástico-Lineal, a diferencia entre esos esfuerzos y los obtenidos con un análisis no-lineal es pequeña, pero como la linealidad se pierde en lo que respecta a las deformaciones, el trabajo se realizara utilizando un análisis no-lineal secuencial de la estructura.

Capítulo II

Secuencias típicas de construcción de edificios en altura

2.1 Proceso de la construcción en la estructura

Durante la construcción de los diversos elementos de un edificio en hormigón armado, los pisos recién hormigonados son soportados temporalmente por pisos inferiores a través de un conjunto de elementos constituido por moldajes, puntales y alzaprimas. Ese conjunto, asociado a los hormigones que sirven de apoyo, es denominado sistema de soporte.

Los moldajes, generalmente de acero, sirven para moldear los elementos estructurales, confiriendo al edificio la forma especificada en el proyecto.

Los puntales (en madera o acero) se utilizan en posición vertical dando la sustentación a un pavimento, estando apoyado o asociado a los moldajes.

Las alzaprimas son similares a los puntales, sin embargo sin moldaje asociado. Ellas permiten una remoción de los moldajes en los niveles inferiores para ser reutilizados en los niveles superiores.

Las cargas son impuestas en los hormigones durante el período de construcción a través de una secuencia repetitiva de operaciones. Generalmente hay cinco operaciones básicas, en un proceso que puede tener un número variado de niveles apuntalados y alzaprimados. Estas operaciones son constituidas por:

1. Retiro del nivel más bajo de alzaprimas;
2. Retiro del nivel más bajo de puntales y moldajes;
3. Instalación de las alzaprimas en el nivel donde los puntales y moldajes fueron retirados;
4. Instalación de los puntales y moldajes para colocar el próximo hormigón;
5. Hormigonar.

Si el proceso de construcción no utiliza alzaprimas las operaciones 1 y 3 son eliminadas.

La figura 1 muestra las operaciones básicas mencionadas, para dos procesos diferentes de construcción. El primer proceso presenta tres niveles de puntales (3+0), mientras que el

segundo muestra dos niveles de puntales más un nivel de alzaprimas (2+1). Cabe destacar que el primer proceso es poco utilizado, por la elevada demanda en la reutilización de los moldajes y rapidez en la construcción.

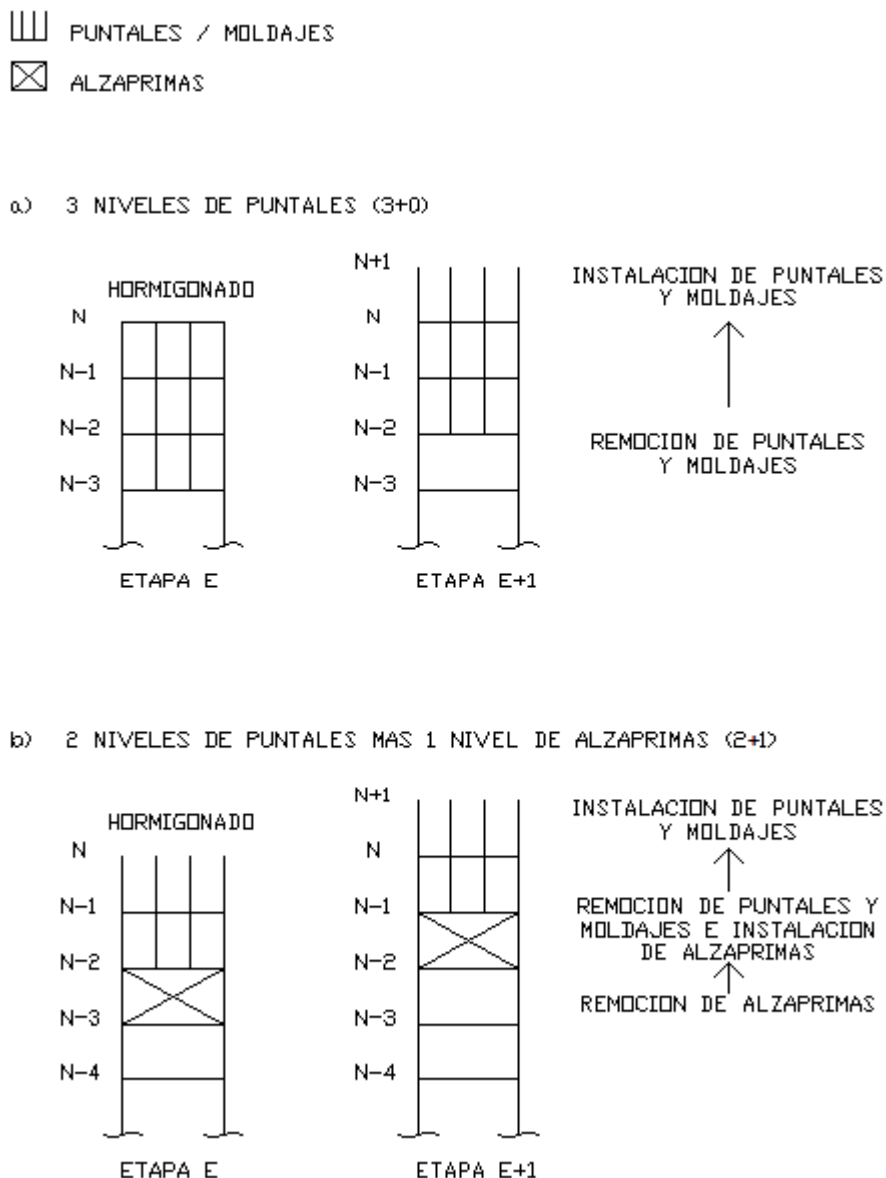


Figura 1 - Operaciones básicas en procesos de construcción de edificios

Se debe recordar que existen variaciones dentro de las operaciones básicas anteriormente presentadas. Por ejemplo, la operación de instalación de las alzaprimas se puede dar de modo total o parcial, en otras palabras, no todos los puntos que fueron apuntalados son necesariamente alzaprimados.

Otra variación se refiere a la retirada de los puntales que afecta solamente a las vigas, en una primera etapa. Posteriormente se repite la operación para las losas.

En el ámbito nacional, se encuentran grandes variaciones en lo que dice respecto a la cantidad y emplazamiento de los puntales y alzaprimas, esquema de construcción, tiempo de desmoldar, etc. Este hecho fue verificado "In situ" a través de diversas visitas hechas a obras realizadas en la región, y datos pedidos a ingenieros del rubro.

En Chile, en algunas obras, la madera todavía es usada como el material tanto para los puntales como moldajes, aunque día tras día crece el uso del acero en dichos elementos, ya que poseen mayor resistencia y durabilidad, además requieren un menor tiempo de ensamble, colocación y remoción de los diferentes elementos.

La madera que generalmente se usa para la confección de puntales es el Pino Radiata, una especie conífera. Sin embargo, un gran sustituto para Pino Radiata es el Eucalipto Globulus. El eucalipto es una especie dicotiledónea que presenta sus fibras enroscadas. De esta manera, se usa aserrado o escuadrado, como generalmente se utilizan pinos, no se verifican las condiciones de su resistencia mecánica. Por esa razón es aconsejable utilizarlo sin interrumpir la disposición natural de sus fibras, en otras palabras, como pieza rolliza.

A la madera que se utiliza para confeccionar los moldajes se deben destacar las siguientes cualidades:

1. Tener un elevado módulo de elasticidad y resistencia razonable;
2. Exhibir un buen desempeño en cuanto a la trabajabilidad, teniendo cuidado con el aserrín, penetración y extracción de los clavos;
3. Presentar un bajo costo, ya que la cantidad de madera usada en la construcción de edificios es muy grande;
4. Permitir varios usos (reutilización).

En estos días, los tableros de hebras orientadas son utilizados en una gran cantidad de obras civiles sustituyendo las tradicionales tablas de madera aserrada, para ser usados como moldaje. Los tableros son fabricados en base a hebras de madera rectangular, adherida con ceras y adhesivos fenólicos, generalmente obtenidas de Pino Radiata, sumando un grosor total de 12 mm. Cabe destacare que los tableros más utilizados son los nominados "terciado moldaje".

2.2 Acciones presentes en las etapas de construcción

Durante la construcción de un edificio con múltiples niveles actúan cargas verticales y horizontales.

Entre las cargas horizontales se destacan las provenientes del viento, el movimiento producido por el lanzamiento o colocación del hormigón y la operación de los diversos equipos. Algunas normas, entre ellas el ACI-347 (1988), especifica que el sistema moldaje/puntales debe ser proyectado para soportar una acción horizontal (aplicada en los bordes del hormigón proyectado en la obra) de 1,5 kN/m o del 2% de la carga total vertical del peso propio del hormigón (aplicando el mayor valor). Cabe destacar que el tratamiento de las cargas horizontales no es parte de este trabajo.

Las acciones verticales respecto al peso propio de los materiales son de fácil aproximación. Los materiales, además del hormigón armado, son la madera (generalmente Pino Radiata o Eucalipto Globulus) y eventualmente el acero, utilizados en moldajes y puntales. Los pesos específicos de estos materiales son aproximadamente:

Hormigón armado	:	23,5	kN/m ³
Pino Radiata	:	4,4	kN/m ³
Eucalipto Globulus	:	7,1	kN/m ³
Acero	:	76,9	kN/m ³

Si los moldajes usados son de madera, para la simplificación, puede ser considerado que el peso del conjunto es aproximadamente el 5% del peso propio del hormigón.

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 bibliografía sugiere tratamientos diferenciados.

En las normas que se refieren al tema sólo se sugiere un determinado valor para esas cargas variables, no especificando si actúan en todos los hormigones, solamente a los que pertenecen al sistema de apoyo o, todavía aún, sólo a los que están siendo preparados para el hormigonado. El ACI-347 (1988) indica un valor de 2,4 kN/m² mientras que OSHA (1972) recomienda 1,0 kN/m².

Otros autores hacen referencia a las etapas en las cuales actuarían dichas cargas o movimientos.

Los estudios hechos por FATTAL (1983) muestran que cuando el hormigón es lanzado a través de baldes, provoca una carga en el concreto de la orden de $2,0 \text{ kN/m}^2$ a $2,5 \text{ kN/m}^2$, mientras que LASISI & NG (1979) consideran una carga de $2,4 \text{ kN/m}^2$, siendo eliminada después del hormigonado.

MOSSALAM & CHEN (1992) comprenden que estas cargas actúan donde hay puntales y deben ser consideradas con el valor del 50% del peso propio del hormigón.

SBAROUNIS (1984) también posee estudios sobre el tema. Analiza la distribución de una carga igual a $2,4 \text{ kN/m}^2$, aplicada en el hormigón que está siendo concretado, llegando a la conclusión que, despreciando el fisuramiento, se puede considerar una carga de $(2,64/N) \text{ kN/m}^2$ en el hormigón de apoyo del nivel más bajo de puntales. El valor de N representa el número de pisos que pertenecen al sistema de apoyo. Según este escritor, de manera aproximada, esta acción puede sólo ser tomada como la máxima carga de construcción del hormigón. Si se considera el fisuramiento, SBAROUNIS (1984) indica una carga de $(1,68/N) \text{ kN/m}^2$. GARDNER (1985) sugiere el valor de $(1/N)$ del peso propio del hormigón.

Ante la diferencia sobre esa carga variable, las simulaciones de las etapas de construcción, hechas anteriormente, consideraban una carga vertical del 85% del peso propio del hormigón, actuando solamente en el momento del hormigonado. La adopción de ese valor para las cargas variables es coherente, porque refleja una medida promedio de los valores indicados por la bibliografía.

2.3 Propiedades del concreto en las 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.

La adherencia y endurecimiento del concreto son influenciados 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.

Se asume la condición húmeda para el curado y el uso de cemento puzolánico de grado corriente, para el tiempo definido la resistencia a la compresión inicial es de aproximadamente del 30% en relación con la resistencia alcanzada a los 28 días. Se debe destacar que la temperatura durante el período de endurecimiento tiene poca influencia en la resistencia final a largo plazo. Sin embargo, este grado de resistencia sería anulado por los efectos de las cargas de larga duración. En realidad, la pérdida de resistencia bajo cargas

sostenidas en el tiempo (Efecto Rüsck) puede terminar superando el grado de endurecimiento posterior.

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.

Para temperaturas bajo -10°C el proceso químico de adherencia queda totalmente paralizado.

Sólo a título ilustrativo, el gráfico de la figura 2 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.

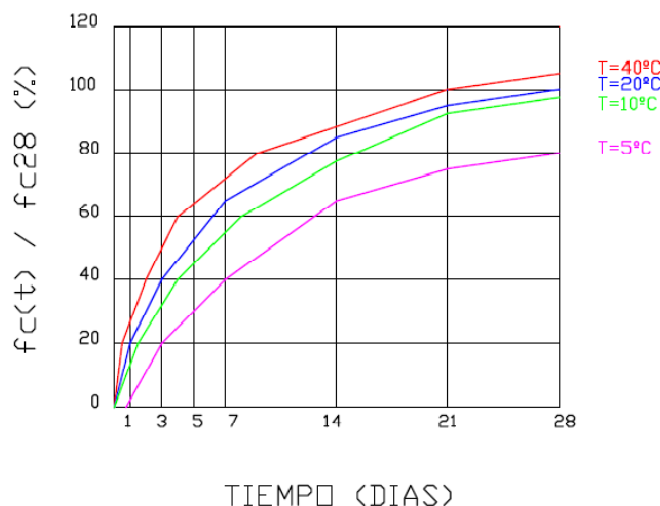


Figura 2 - Desarrollo de la resistencia a compresión del concreto para diferentes temperaturas [PRICE (1951)]

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 ($\sim 25^{\circ}\text{C}$);
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.

Cuando existe la necesidad de acelerar el endurecimiento se debe usar el curado al vapor. Este procedimiento consiste en calentar los moldajes con el uso de vapor de agua llegando a temperaturas alrededor de los 90°C . Después es esencial un enfriamiento prolongado, caso contrario aparecerán fisuras. La resistencia final del hormigón curado a vapor es, sin embargo, aproximadamente 10% inferior al hormigón curado normalmente.

En cuanto al tiempo necesario de curado la NCh170.Of85 (12.2.3) indica que para un cemento corriente y condiciones normales el tiempo mínimo de protección y curado es de 7 días.

Para mostrar la influencia del tiempo de curado en el desarrollo de la resistencia a compresión, se exhibe en el gráfico de la figura 3 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.

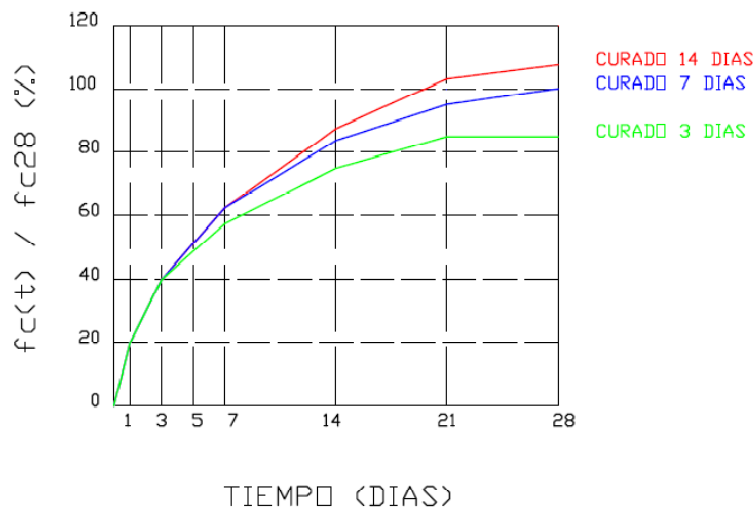


Figura 3 - Desarrollo de la resistencia a compresión del hormigón para diferentes tiempos de curado húmedo [LEVY & HELENE (1996)]

De acuerdo con el gráfico anterior se puede ver un decrecimiento de aproximadamente un 15% en la resistencia a compresión a los 28 días, con respecto al curado propuesto por la norma (7 días), cuando se procede al curado durante solo 3 días. Cuando el curado es realizado por 14 días consecutivos hay un incremento de aproximadamente un 10%.

En concordancia con LEVY & HELENE (1996) a partir del día 14 no hay más 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.).

De este modo, además de establecer valores confiables para las características del hormigón en función de la resistencia media a compresión a los 28 días, se debe saber las relaciones que contiene el hormigón joven.

A continuación se presentan las indicaciones de algunas normas e investigadores respecto al tema.

Se debe aclarar que el módulo de elasticidad E_c utilizado es el valor secante, utilizando un análisis Elástico-lineal, es decir, se admite una relación lineal entre tensiones σ_c y deformaciones ε_c . Este valor es definido como σ_c / ε_c cuando $\sigma_c = 0,4 * f_c$.

Todas las expresiones mostradas a continuación, en comparación con el hormigón en edad madura, consideran el uso del cemento puzolánico de grado corriente y condiciones normales de curado húmedo durante 7 días consecutivos.

La unidad para la resistencia media a compresión f_c y para el módulo de elasticidad secante E_c es en MPa. El tiempo t debe ser introducido en las expresiones en días.

a) GARDNER & ZHAO (1993)

$$f_c(t) = \left(\frac{t^{0,75}}{2,8 + 0,77 * t^{0,75}} \right) * f_{c_{28}} \quad (1)$$

$$E_c(t) = 3.500 + 4.300 * \sqrt{f_c(t)} \quad (2)$$

Para $T = 20^\circ\text{C}$

b) BS-8110 (1985)

$$E_c(t) = \left(0,4 + 0,6 \frac{f_c(t)}{f_{c_{28}}} \right) * E_c \quad (3)$$

$f_c(t)$ se obtiene de la probeta ensayada en obra a los t días

c) ACI-318 (1989)

$$f_c(t) = \left(\frac{t}{4 + 0,85 * t} \right) * f_{c_{28}} \quad (4)$$

$$Ec(t) = 4.370 * \sqrt{fc(t)} \quad (5)$$

Para $20^{\circ}\text{C} < T < 25^{\circ}\text{C}$

d) CEB-90 (1990)

$$fc(t) = \beta_{cc}(t) * fc_{28} \quad (6)$$

Donde:

$$\beta_{cc}(t) = e^{0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right]}$$

$$Ec(t) = \beta_E(t) * Ec \quad (7)$$

Donde:

$$\beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)}$$

Para $T = 20^{\circ}\text{C}$

NOTA: Para temperaturas diferentes a 20°C , el CEB-90 (1990) indica la utilización de una edad ficticia t' :

$$t' = \sum_{i=1}^n \Delta t_i e^{\left[- \left(\frac{4.000}{273+T_i} - 13,65 \right) \right]} \quad (8)$$

Donde: Δt_i es el número de días en que la temperatura ambiente media diaria (T_i) puede ser considerada como constante.

e) NBR-7197 (1989)

$$fc(t) = \left[\frac{13,26 * t * (t + 42)}{(9 * t + 40) * (t + 61)} \right] * fc_{28} \quad (9)$$

Para $T = 20^{\circ}\text{C}$

NOTA: Para temperaturas diferentes a 20°C, NBR-7197 (1989) también indica la utilización de una edad ficticia t' :

$$t' = 2 * \sum_{i=1}^n \Delta t_i * \left(\frac{T_i + 10}{30} \right) \quad (10)$$

Donde: Δt_i es el número de días en que la temperatura ambiente media diaria (T_i) puede ser considerada como constante.

En la figura 4 se muestra de forma gráfica la variación del módulo de elasticidad, según los códigos más utilizadas en nuestro país, tomando como referencia los parámetros utilizados del ejemplo numérico que se desarrollará en el Capítulo IV, los cuales son:

E_c Módulo de Elasticidad (MPa) : 24821,13

f'_c Resistencia especificada a la compresión del concreto (MPa) : 27,58

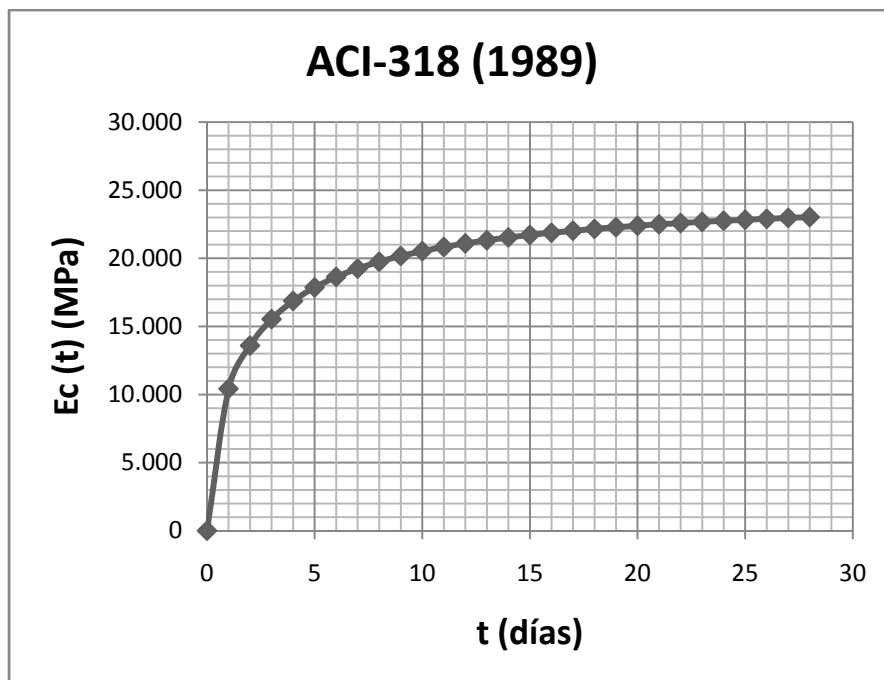


Figura 4a – Variación del módulo de elasticidad según Código Americano

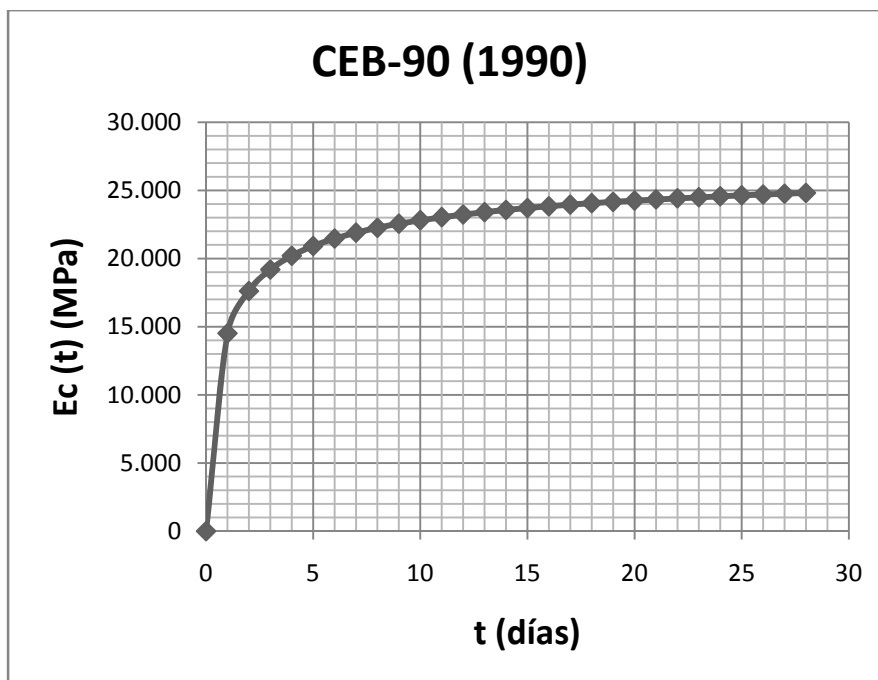


Figura 4b – Variación del módulo de elasticidad según Código Euro-Internacional

Presentadas las expresiones y gráficos que cuantifican la maduración del hormigón en el tiempo, surge la necesidad de escoger cuál de ellas será usada en el trabajo. No es objetivo hacer las comparaciones entre las mismas. Dado que el software utilizado en el presente trabajo utiliza el código CEB para cuantificar la diferencia del módulo de elasticidad a lo largo del tiempo, se utilizara dicho código.

2.4 Deformación de los elementos estructurales

2.4.1 Verificación de la deformación excesiva considerando las cargas de construcción

Los estados límites de utilización son "estados que por su ocurrencia, repetición o duración causan efectos estructurales que no respetan las condiciones especificadas para el uso normal de la construcción, o que son señales de compromiso de la durabilidad de la estructura".

El estado límite de utilización en lo que se refiere a la deformación excesiva se debe verificar de modo de garantizar, en general:

- La apariencia de la estructura;
- La sensación de comodidad;
- La integridad y el funcionamiento de los elementos no estructurales;
- La utilización adecuada de la propia estructura y de los posibles equipos existentes.

Generalmente, la evaluación del estado límite de deformación excesiva en los hormigones es hecha, de acuerdo con las normas que tratan el tema, por dos caminos. El primero de ellos se aplica exigiendo sólo que el elemento posea una altura útil (d) superior a un valor mínimo determinado en función de su geometría y de la tensión en la armadura. Para los elementos que no atienden la condición antes descrita, la evaluación de las deformaciones inmediatas a largo plazo es hecha considerando las características del hormigón a los 28 días y las cargas de servicio.

Antes de ser sometido a las cargas de servicio el concreto pasa por “etapas de construcción” en las cuales es solicitado por otras cargas, estando el hormigón en edad joven. La consideración de estas acciones compondrá el historial de cargas del hormigón, incrementando sin duda las deformaciones a lo largo del tiempo, debido a la mayor fisuración y consecuentemente pérdida de rigidez del concreto solicitado en edad inicial (hormigón joven).

De acuerdo con SBAROUNIS (1984), las cargas de construcción pueden causar un incremento del 20% al 25% en las deformaciones del hormigón a largo plazo.

Como será visto más adelante, el historial de cargas de un hormigón durante la construcción del edificio esta compuesto por una secuencia de cargas y descargas definidas en etapas independientes entre sí.

Sólo en la última etapa de hormigonado de la estructura, ésta es sometida exclusivamente a cargas permanentes de peso propio del hormigón armado, en otras palabras, todas las cargas variables de la construcción introducidas son retiradas. Falta, entonces, solamente una única etapa para que se complete el historial de cargas. Esa etapa es definida en el trabajo como la entrada en servicio, comprendiendo las cargas permanentes de la mampostería y revestimiento, tanto como las cargas variables referentes a la sobrecarga de uso.

Definido todo el historial de cargas, se adopta una metodología de superposición de las curvas de deformación (inmediata y lenta) de cada etapa para que se pueda llegar a las deformaciones a lo largo del tiempo.

Las cargas permanentes que tratan la entrada en el servicio (la mampostería y revestimiento) deben ser consideradas con los valores característicos, en tanto las cargas variables de sobrecarga de utilización entran en la combinación como la parte casi-permanente.

Finalmente, para la obtención de los desplazamientos finales (Δf) se deben incrementar las deformaciones debidas al fenómeno de la retracción (carga permanente indirecta).

Obtenidos los valores de las flechas finales de los elementos estructurales se deben suponer activas las cargas antes definidas, éstas se deben situar debajo de ciertos límites especificados normalmente en función del tipo de estructura. En general, de acuerdo con las normas que tratan el tema, estos límites se sitúan entre $L/300$ y $L/250$, pero en el caso de Chile, país sísmico, la norma NCh433.Of.96 (5.9) indica un desplazamiento máximo relativo de $L/500$ en el centro de masa y de $L/1000$ en cualquier otra parte de la planta.

Los valores límites de los desplazamientos transversales suponen elementos de vano L y son indicados en relación al plano que contiene los apoyos.

No se debe olvidar que los desplazamientos transversales excesivos pueden ser compensados parcialmente por contra-flechas.

Como ya se ha dicho, las deformaciones finales (Δf) son obtenidas de la suma de las deformaciones inmediatas y las obtenidas a largo plazo. Las deformaciones inmediatas (Δi) son las deformaciones instantáneas obtenidas por ciertas cargas, por otro lado las deformaciones a largo plazo, dicen respecto a la deformación lenta (ΔL) y la deformación por retracción (Δr).

Se debe resaltar que tanto el fenómeno de deformación lenta como la retracción son muy complejos y sus pronósticos dependen de la confiabilidad de los modelos matemáticos utilizados para ser representados.

En tanto el ACI-209R (1992) como el CEB-90 (1990) y la NBR-7197 (1989) utilizan ecuaciones que poseen una correlación razonable con los resultados experimentales.

La deformación lenta se caracteriza por un incremento de deformación a lo largo del tiempo cuando el concreto es sometido a una cierta tensión. El valor de ese incremento en un tiempo infinito, en algunos casos, puede ser muy superior a la deformación inmediata. La magnitud de la deformación lenta depende básicamente de la composición del concreto, de las condiciones ambientales y el historial de las tensiones del elemento. Cuando las tensiones son desarrolladas por el hormigón en edad joven, hay un incremento considerable en la deformación a largo plazo.

El gráfico de la figura 5 ilustra una curva típica de deformación del concreto sometido a una carga de compresión inicial con un valor constante, siendo posteriormente descargado. Se puede notar que el crecimiento de la deformación es más acelerado al principio. Luego de que la carga es retirada, inmediatamente la deformación es recuperada parcialmente. La recuperación es parcial porque el valor del módulo de la elasticidad del concreto aumenta con el tiempo. Después de esa recuperación inmediata, hay una recuperación lenta de la deformación, desarrollando una deformación permanente.

En realidad, el descargar puede ser considerado como una "carga negativa." Sin embargo, en esta "carga negativa" la recuperación lenta ocurriría en una proporción menor de que si

fuera considerada una deformación lenta bajo cargas. Hay, en la literatura sobre el tema, controversias respecto al valor de esa recuperación lenta.

En este trabajo, la descarga será considerada como una "carga negativa", sin ninguna reducción para la recuperación lenta.

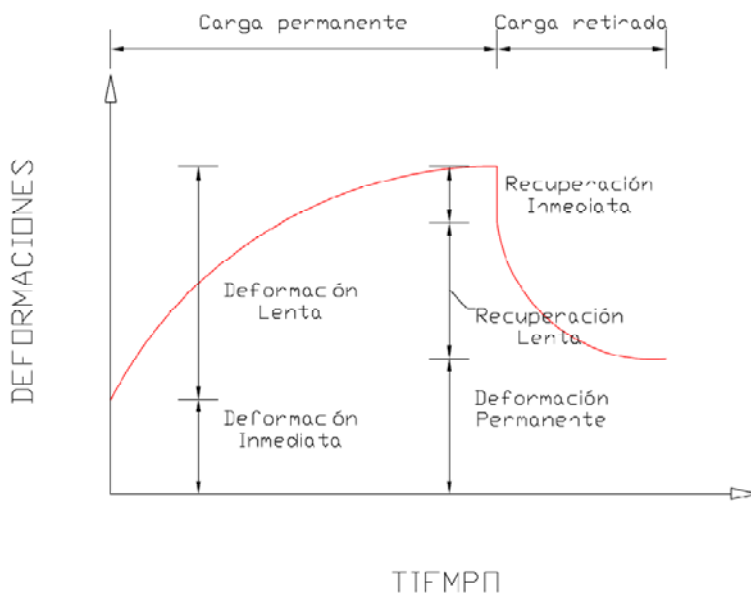


Figura 5 – Curva característica de la deformación del hormigón

El fenómeno de retracción ocurre cuando existe pérdida de humedad por evaporación. De esa manera, hay una disminución del volumen de hormigón con el tiempo, independiente de la tensión a que es sometido.

Del mismo modo que en el caso de la deformación lenta, el valor de la retracción depende de la composición del concreto y de las condiciones ambientales.

La figura 6 muestra una curva representativa de la disminución del volumen de un elemento de concreto. Puede ser notado que la disminución de volumen se desacelera con el tiempo, convergiendo a un valor constante. Por definición, el origen de la retracción ocurre cuando termina el curado húmedo del elemento. Se debe destacar que el fenómeno de retracción es casi totalmente revocable, bastando para ello saturar el concreto con agua.

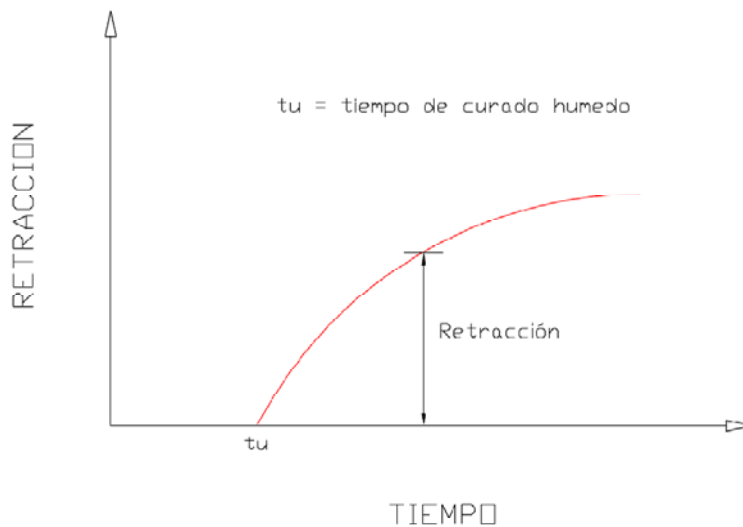


Figura 6 – Curva típica de retracción del hormigón

En elementos de hormigón, el acortamiento debido a la retracción es resistido por la presencia de armaduras, conduciendo a las tensiones de compresión en la propia armadura y principalmente a tensiones de tracción en el concreto. Las secciones simétricas, con las armaduras inferior y superior también simétricas, presentan una deformación de acortamiento por la retracción uniforme, no presentándose curvaturas en los elementos.

Sin embargo, cuando hay cantidades diferentes de armadura cerca de las caras superior e inferior ocurre un impedimento para la retracción desigual entre las caras, y consecuentemente, una distribución de tensiones no uniforme en la sección transversal. Es por ello que surge una curvatura en los elementos, lo que conduce a un desplazamiento transversal denominado generalmente flecha. Este desplazamiento transversal ocurre en el mismo sentido del desplazamiento debido al peso propio, en el caso en que el área de armadura inferior es más alta que el área de armadura superior, y por lo tanto resiste más al acortamiento.

En el caso de las losas, por ser elementos bidimensionales, la retracción ocurre en todas las direcciones del plano. Hay dos alternativas, en este caso. Puede ser hecho el cálculo independiente en cada una de las direcciones perpendiculares asumiendo el promedio de los resultados obtenidos. Opcionalmente, se puede realizar el cálculo solamente para la dirección de menor vano, para representar los mayores esfuerzos solicitantes. En el presente trabajo se asumirá la primera alternativa.

Las normas que tratan sobre el tema permiten que se usen multiplicadores en las deformaciones inmediatas para la obtención de las deformaciones a largo plazo, haciendo una aproximación de la deformación lenta y la retracción. Es el caso del ACI-318 (1989) que indica un factor multiplicador normalmente adoptado como 2.

En lo que se refiere a la pérdida de rigidez por fisuración en flexión se puede utilizar una expresión empírica desarrollada por BRANSON (1963) que proporciona un valor efectivo para el momento de inercia (I_e) en secciones sometidas a momentos flectores con valor superior al momento de fisuración:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr} \quad (11)$$

Donde:

- I_c : momento de inercia de la sección no fisurada;
- I_{cr} : momento de inercia de la sección totalmente fisurada;
- M_{cr} : momento de fisuración;
- M_a : momento flector actuante.

El valor del momento de inercia de la sección totalmente fisurada (I_{cr}) puede ser estimado como:

$$I_{cr} = \left(\frac{d}{h}\right)^3 * \left[4 * k^3 + 12 * n * \rho * (1 - k)^2\right] * I_g \quad (12)$$

Donde:

$$k = \left[(n * \rho)^2 + 2 * n * \rho\right]^{0.5} - n * \rho$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

I_g : momento de inercia de la sección bruta de hormigón.

El momento de inercia de la sección no fisurada (I_c) debe tener en cuenta la presencia de armadura traccionada A_s , dado por:

$$I_c = \left[1 + 12 * \eta^2 + 12 * n * \rho * \frac{d}{h} * \left(\frac{d}{h} - \frac{1}{2} - \eta \right)^2 \right] * I_g \quad (13)$$

Donde:

$$\eta = \frac{n * \rho * \frac{d}{h} * \left(\frac{2 * d}{h} - 1 \right)}{2 * \left(1 + n * \rho * \frac{d}{h} \right)}$$

n, ρ y I_g tiene los mismos significados que en la expresión 12.

El momento de fisuración (M_{cr}) depende directamente de la resistencia del concreto a tracción. A modo de ejemplo en la NBR-6118 (1978) se tiene:

$$M_{cr} = f_{ctm} * \frac{b * h^2}{6} \quad (14)$$

Donde:

f_{ctm} : resistencia media del concreto a la tracción en flexión;

$f_{ctm} = 1,2 * f_{tk}$, para vigas

$f_{ctm} = 1,5 * f_{tk}$, para losas

f_{tk} : resistencia característica del concreto a la tracción axial.

Como se puede apreciar para la expresión 14 el valor asumido para la resistencia del concreto a tracción es fundamental para la cuantificación de la pérdida de rigidez por fisuración.

De acuerdo con el ACI-209R (1992), la expresión 11 que define el valor del momento de inercia efectivo (I_e) para secciones fisuradas puede ser utilizada para estimar los momentos de inercia promedio (I_{em}) a lo largo del vano de una viga o losa armada en una dirección, en estos casos se presenta la condición de momento flector nulo en las extremidades. En este caso, la fisuración debe ser calculada para la sección de momento flector máximo.

Si la viga o losa armada en una dirección posee continuidad en las extremidades se debe tomar un valor promedio simple entre los valores de I_e en esas extremidades, y luego otro promedio simple entre el valor obtenido y el valor de I_e para la sección de máximo momento flector positivo. Si la continuidad ocurre en un extremo solamente, el valor para el momento de inercia promedio (I_{em}) a lo largo del vano resulta de un promedio simple entre el valor de I_e obtenido para la extremidad continua y el valor de I_e obtenido para la sección de máximo momento flector positivo.

Ahora, para las losas armadas en dos direcciones el ACI-209R (1992) permite que el valor del momento de inercia promedio (I_{em}) sea estimado considerando solo la dirección del menor vano.

Obtenido el valor del momento de inercia promedio (I_{em}), la pérdida de rigidez de los elementos por fisuración es estimada. De este modo, se puede determinar de modo aproximado la deformación inmediata del elemento, considerando el fenómeno que origina una no-linealidad física. Para eso, se debe simplemente multiplicar el valor de la deformación obtenida considerando el momento de inercia de la sección no fisurada (I_c) para la relación I_c/I_{em} . Es bueno recordar eso, en la práctica, el valor del momento de inercia de la sección no-fisurada (I_c) está muy cerca del valor del momento de inercia de la sección bruta del concreto (I_g).

A continuación son presentadas expresiones que definen el desarrollo de la deformación lenta en flexión y la deformación por retracción, válidas para las llamadas condiciones patrón, definidas como:

- Curado húmedo normal durante 7 días;
- Uso de cemento puzolánico de grado corriente;
- Temperatura de 20°C.

Para las temperaturas diferentes de los 20°C las normas generalmente definen una edad ficticia, para ser usadas en las expresiones siguientes, en lugar de la edad verdadera del concreto. Eso es para tener en cuenta la más rápida maduración del concreto para las temperaturas más altas, tanto como la maduración más lenta en presencia de temperaturas más bajas.

El ACI-209R (1992) no indica nada sobre las edades ficticias.

La CEB-90 (1990) indica la expresión 8, para ser usada exclusivamente en edades de carga (t_0).

En tanto la NBR-7197 (1989) se debe usar la expresión 10 para la edad del concreto (t) y para la edad de carga (t_0), cuando se desea cuantificar la deformación lenta. En el caso de

la retracción también se debe usar la expresión 10, ahora sin el factor multiplicativo 2, para la edad del concreto (t) y para el tiempo de curado húmedo (tu).

2.4.2 Expresiones para la cuantificación de la deformación lenta

Las expresiones que cuantifican el desplazamiento transversal debido a la deformación lenta (ΔL) en elementos flectados, según algunas normas, son:

a) ACI-209R (1992)

$$\Delta L(t) = \zeta * \nu(t) * \Delta i \quad (15)$$

Donde:

A_s = área de la sección transversal de la armadura traccionada

A'_s = área de la sección transversal de la armadura comprimida

$$\nu(t) = 1,25 * (t_0)^{-0,118} * \gamma_{RH} * \gamma_{VS} * \left[\frac{(t - t_0)^{0,6}}{10 + (t - t_0)^{0,6}} \right] * \nu_u$$

$$\gamma_{RH} = 1,27 - 0,0067 * RH$$

RH = unidad de aire, en % ($RH > 40$)

$$\gamma_{VS} = \frac{2}{3} * \left[1 + 1,13 * \exp\left(-0,0213 * \frac{V}{S}\right) \right]$$

$\frac{V}{S}$ = relación (volumen/superficie) del elemento, en mm;

$$\nu_u = 2,35$$

Δi = flecha inmediata, con $E_c(t_0)$;

t = edad del concreto en días;

t_0 = edad de la carga en días.

b) CEB-90 (1990)

$$\Delta L(t) = 0,8 * \phi(t) * \Delta i_{28} \quad (16)$$

Donde:

0,8 = es el factor que tiene en cuenta la presencia de las armaduras;

$$\phi(t) = \phi_o * \beta_c(t)$$

$$\phi_o = \phi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_o)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{100}\right)}{0,46 * \left(\frac{h_{fic}}{100}\right)^{\frac{1}{3}}}$$

RH = unidad de aire, en %

$$h_{fic} = \frac{2 * A_c}{u}, \text{ en mm}$$

A_c = área de la sección transversal

u = perímetro expuesto al ambiente

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{\left(\frac{f_{c28}}{f_{cmo}}\right)^{0,5}}$$

f_{c28} = resistencia promedio a compresión a los 28 días, en MPa

f_{cmo} = 10 MPa

$$\beta(t_o) = \frac{1}{0,1 + t_o^{0,2}}$$

$$\beta_c(t) = \left[\frac{(t - t_o)}{\beta_H + (t - t_o)} \right]^{0,3}$$

$$\beta_H = 150 * \left[1 + \left(1,2 * \frac{RH}{100} \right)^{18} \right] * \frac{h_{fic}}{100} + 250 \leq 1500$$

RH = unidad de aire, en %

$$h_{fic} = \frac{2 * A_c}{u}, \text{ en mm}$$

A_c = área de la sección transversal

u = perímetro expuesto al ambiente

Δi_{28} = flecha inmediata, con $E_c(28)$;

t = edad del concreto en días;

t_o = edad de la carga en días.

c) NBR-7197 (1989)

$$\Delta L(t) = \phi(t) * \Delta i_{28} \tag{17}$$

Donde:

$$\phi(t) = \phi_a + \phi_{f\infty} * [\beta_f(t) - \beta_f(t_o)] + \phi_{d\infty} * \beta_d(t)$$

$$\phi_a = 0,8 * \left\{ 1 - \left[\frac{f_c(t_o)}{f_c(t_\infty)} \right] \right\}$$

$$\frac{f_c(t_o)}{f_c(t_\infty)} = \frac{9 * t_o * (t_o + 42)}{(9 * t_o + 40) * (t_o + 61)}$$

$$\phi_{f\infty} = \phi_{1c} * \phi_{2c}$$

$$\phi_{1c} = 4,45 - 0,035 * RH$$

RH = unidad de aire, en % ($RH \leq 90$)

$$\phi_{2c} = \frac{0,42 + h_{fic}}{0,20 + h_{fic}}$$

$$h_{fic} = \left[1 + \exp^{(-7,8+0,1 * RH)} \right] * \frac{2 * A_c}{u}, \text{ en mm}$$

RH = unidad de aire, en % ($RH \leq 90$)

A_c = área de la sección transversal

u = perímetro expuesto al ambiente

$$\beta f(t) = \frac{t^2 + A*t + B}{t^2 + C*t + D}$$

$$\beta f(t_0) = \frac{t_0^2 + A*t_0 + B}{t_0^2 + C*t_0 + D}$$

$$A = 42*hfic^3 - 350*hfic^2 + 588*hfic + 113$$

$$B = 768*hfic^3 - 3060*hfic^2 + 3234*hfic - 23$$

$$C = -200*hfic^3 + 13*hfic^2 + 1090*hfic + 183$$

$$D = 7579*hfic^3 - 31916*hfic^2 + 35343*hfic + 1931$$

$$0,05 \leq hfic = \left[1 + \exp^{(-7,8+0,1*RH)} \right] * \frac{2*Ac}{u} \geq 1,6, \text{ en mm}$$

RH = unidad de aire, en % ($RH \leq 90$)

Ac = área de la sección transversal

u = perímetro expuesto al ambiente

$$\phi d_{\infty} = 0,4$$

$$\beta d(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70}$$

Δi_{28} = flecha inmediata, con Ec(28);

t = edad del concreto en días;

t_0 = edad de la carga en días.

En este trabajo son aplicadas las expresiones del código CEB-90 (1990).

2.4.3 Expresiones para la cuantificación de la deformación por retracción

De acuerdo con LEONHARDT (1978) el desplazamiento transversal debido a la retracción del concreto (Δr) en un elemento de vano L puede ser estimado a través de la siguiente expresión:

$$\Delta r(t) = K_w * \phi SH(t) * L^2 \quad (18)$$

Donde:

t = edad del concreto en días;

K_w = coeficiente de contorno;

$\phi SH(t)$ = curvatura del elemento debido a la retracción, a los t días;

L = longitud del vano.

La tabla 1 muestra los valores para ser asumido por el coeficiente de contorno (K_w).

Tabla 1 – Valores del coeficiente de contorno (K_w)

K_w	Condición de contorno
1/2	Elemento en balance
1/8	Ambos apoyos simples
11/128	1 apoyo simple /1 apoyo continuo
1/16	Ambos apoyos continuos

En cuanto a la curvatura del elemento debido a la retracción (ϕSH), son mostrados a continuación los valores indicados por las distintas normas.

a) ACI-209R (1992)

$$\phi_{SH}(t) = \left[\frac{0,7 * \varepsilon_{SH}(t)}{h} \right] * (\rho - \rho')^{\frac{1}{3}} * \left(\frac{\rho - \rho'}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (19)$$

Para $(\rho - \rho') \leq 3\%$

$$\phi_{SH}(t) = \frac{\varepsilon_{SH}(t)}{h} \quad (20)$$

Para $(\rho - \rho') > 3\%$

Donde:

ρ = cuantía de armadura traccionada;

ρ' = cuantía de armadura comprimida;

h = altura de la sección transversal del elemento;

$$\varepsilon_{SH}(t) = \gamma_{RH} * \gamma_{VS} * \frac{(t-7)}{35+(t-7)} * (\varepsilon_{SH})_u$$

$$\gamma_{RH} = 1,40 - 0,010 * RH$$

RH = unidad de aire, en % ($40 \leq RH \leq 80$)

$$\gamma_{RH} = 3,00 - 0,030 * RH$$

RH = unidad de aire, en % ($RH > 80$)

$$\gamma_{VS} = 1,2 * \exp\left(-0,00472 * \frac{V}{S}\right)$$

$\frac{V}{S}$ = relación (volumen/superficie) del elemento, en mm

$$(\varepsilon_{SH})_u = 780 * 10^{-6}$$

t = edad del concreto en días.

b) CEB-90 (1990)

$$\phi_{SH}(t) = \frac{0,75 * \varepsilon_{SH}(t)}{d} \quad (21)$$

Donde:

0,75 = es el factor que tiene en cuenta la presencia de las armaduras;

d = altura útil de la sección transversal del elemento;

$$\varepsilon_{SH}(t) = (\varepsilon_{SH})_o * \beta_S(t)$$

$$(\varepsilon_{SH})_o = \varepsilon_S(f_{cm}) * \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_S(f_{cm}) = \left\{ 160 + 50 * \left[9 - \left(\frac{f_{c28}}{f_{cmo}} \right) \right] \right\} * 10^{-6}$$

f_{c28} = resistencia promedio a compresión a los 28 días, en MPa

f_{cmo} = 10 MPa

$$\beta_{RH} = -1,55 * \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right]$$

RH = unidad de aire, en % ($40 \leq RH \leq 99$)

$$\beta_S(t) = \left[\frac{(t-7)}{350 * \left(\frac{h_{fic}}{100} \right)^2 + (t-7)} \right]^{0,5}$$

$$h_{fic} = \frac{2 * A_c}{u}, \text{ en mm}$$

A_c = área de la sección transversal

u = perímetro expuesto al ambiente

t = edad del concreto en días.

c) NBR-7197 (1989)

$$\phi_{SH}(t) = \frac{\varepsilon_{SH}(t)}{d} \quad (22)$$

Donde:

d = altura útil de la sección transversal del elemento;

$$\varepsilon_{SH}(t) = \varepsilon_{SH\infty} * [\beta_S(t) * \beta_S(tu)]$$

$$\varepsilon_{SH\infty} = \varepsilon_{1S} * \varepsilon_{2S}$$

$$\varepsilon_{1S} = \left(-6,16 - \frac{RH}{484} + \frac{RH^2}{1590} \right) * 10^{-4}$$

RH = unidad de aire, en %

$$\varepsilon_{2S} = \frac{0,33 + 2 * h_{fic}}{0,21 + 3 * h_{fic}}$$

$$0,05 \leq h_{fic} = \left[1 + \exp^{(-7,8+0,1 * RH)} \right] * \frac{2 * A_c}{u} \geq 1,6, \text{ en mm}$$

RH = unidad de aire, en % (RH ≤ 90)

A_c = área de la sección transversal

u = perímetro expuesto al ambiente

$$\beta_S(t) = \frac{\left(\frac{t}{100} \right)^3 + a * \left(\frac{t}{100} \right)^2 + b * \left(\frac{t}{100} \right)}{\left(\frac{t}{100} \right)^3 + c * \left(\frac{t}{100} \right)^2 + d * \left(\frac{t}{100} \right) + e}$$

$$\beta_S(tu) = \frac{\left(\frac{tu}{100} \right)^3 + a * \left(\frac{tu}{100} \right)^2 + b * \left(\frac{tu}{100} \right)}{\left(\frac{tu}{100} \right)^3 + c * \left(\frac{tu}{100} \right)^2 + d * \left(\frac{tu}{100} \right) + e}$$

$$a = 40$$

$$b = 116 * h_{fic}^3 - 282 * h_{fic}^2 + 220 * h_{fic} - 4,8$$

$$c = 2,5 * h_{fic}^3 - 8,8 * h_{fic} + 40,7$$

$$d = -75 * h_{fic}^3 + 585 * h_{fic}^2 + 496 * h_{fic} - 6,8$$

$$e = -169 * h_{fic}^4 + 88 * h_{fic}^3 + 584 * h_{fic}^2 - 39 * h_{fic} + 0,8$$

$$0,05 \leq h_{fic} = \left[1 + \exp^{(-7,8+0,1 * RH)} \right] * \frac{2 * A_c}{u} \geq 1,6, \text{ en mm}$$

RH = unidad de aire, en % ($RH \leq 90$)

A_c = área de la sección transversal

u = perímetro expuesto al ambiente

t = edad del concreto en días;

t_u = edad de curado húmedo en días.

Del mismo modo que para las expresiones que cuantifican la deformación lenta, se utilizara el código CEB-90 (1990).

Capítulo III

Modelación estructural de la secuencia de cargas de construcción

3.1 El método simplificado de GRUNDY & KABAILA

Un edificio en construcción compone un sistema estructural que cambia con el tiempo. Además, como ya se ha comentado, con el paso del tiempo se modifican las características de resistencia y deformabilidad del concreto, hecho que se ve acrecentado en las edades iniciales.

Muchas de las normas internacionales no definen ningún procedimiento para la determinación de la distribución de las cargas de construcción en las estructuras de edificios en hormigón armado de múltiples niveles (pisos).

La existencia de publicaciones que estudian el tema son escasos, no obstante puede ser notado el próspero crecimiento de la inquietud por este tema.

El ACI en su edición de 1989 sólo recomienda el método descrito por GRUNDY & KABAILA (1963) para evaluar la distribución de las cargas de construcción, este método de análisis que considero hipótesis simplificadoras, 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. Además, se han efectuado diversas mediciones experimentales en los sitios de construcción con el fin de verificar la exactitud y utilidad de los diferentes métodos analíticos.

Al usar el método simplificado existe la necesidad de definir el concepto de los factores de carga (k), los cuales expresan las cargas de construcción en el piso o en los puntales, siendo definidos como:

$$k = \frac{\text{carga actuante en el piso (o puntales)}}{\text{peso propio del piso}}$$

El método simplificado admite las siguientes hipótesis:

- Los puntales que soportan las losas y los moldajes pueden considerarse como un soporte elástico uniforme continuo, cuya rigidez se considera infinita en comparación con la rigidez de las losas en desplazamiento vertical. Por lo tanto, todas las losas conectadas por puntales se deforman de igual manera;
- Los puntales se colocan tan próximos uno del otro que la carga de los pisos puede ser considerada como uniformemente distribuida;
- Las cargas no dependen de la velocidad de construcción, no se considera la edad del concreto;
- La fundación se considera completamente rígida;
- Los puntales y moldajes son retirados, permitiendo una deformación del concreto antes de ser instaladas las alzaprimas;
- Los factores de carga obtenidos deben ser mayorados ($\sim 10\%$) para tener en cuenta el peso propio de los moldajes y puntales;
- Debe ser añadido la máxima carga de construcción obtenida por el piso (o puntal), dicho valor corresponde a las siguientes cargas variables: peso de los trabajadores, los equipos, materiales, basureros e impacto causado por el lanzamiento del concreto.

La figura 7 muestra los factores de carga obtenidos en un proceso de construcción con dos niveles de puntales y dos de alzaprimas (2 + 2).

 PUNTALES / MOLDAJES

 ALZAPRIMAS

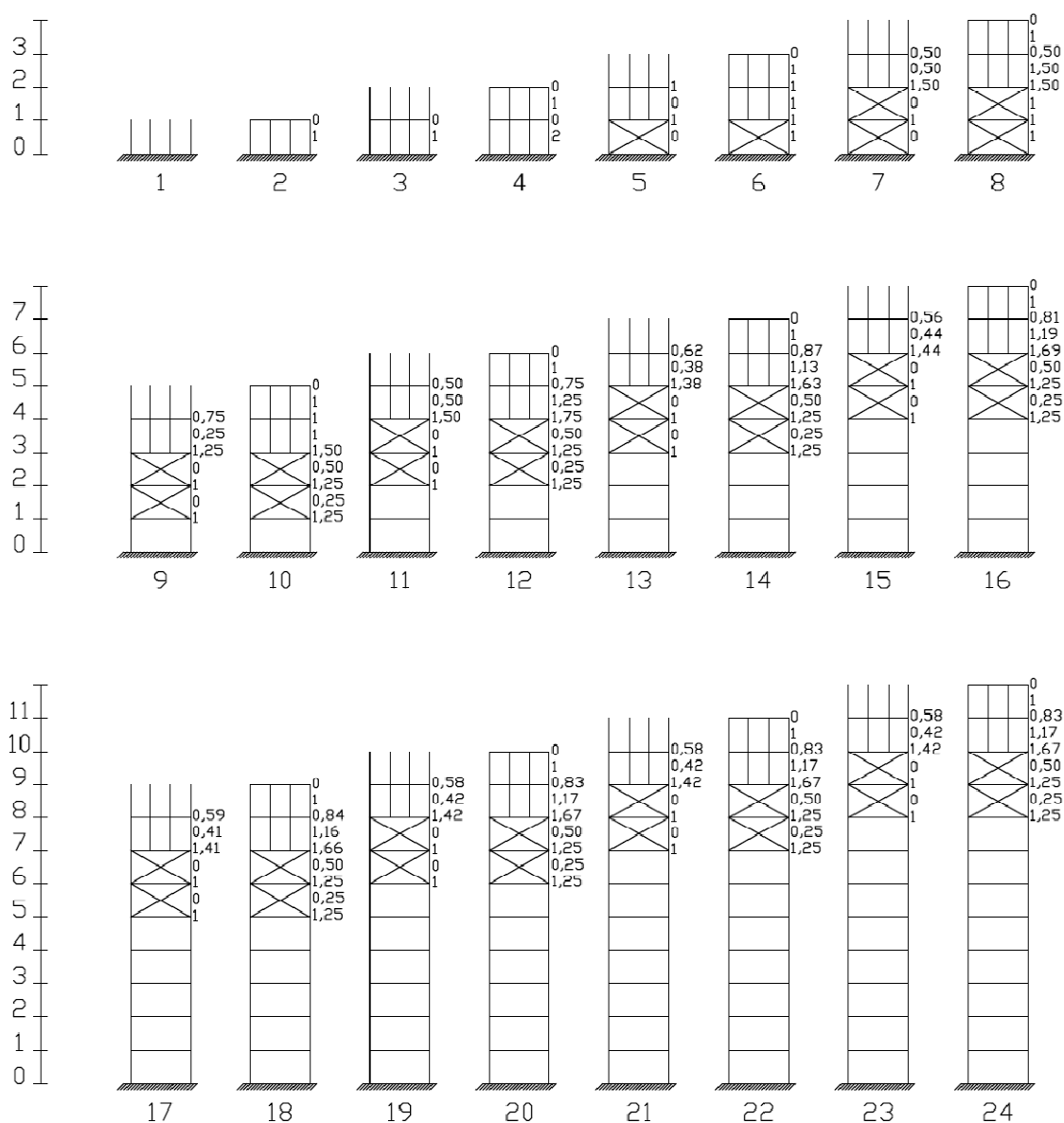


Figura 7 – Los factores de carga (k) para puntales y alzaprimas (2+2)

En la operación 1 los puntales son instalados, apoyándose en una fundación rígida. En la operación 2 el primer piso es concretado, dándole la forma a través de los moldajes. El peso del concreto fresco es transmitido directamente a la fundación.

En la operación 3 el segundo nivel de puntales es instalado sobre el primer piso y luego el segundo piso es concretado en la operación 4. Como los puntales del primer nivel están apoyados en la fundación rígida, el peso del segundo piso es también transmitido

totalmente a la base. Por hipótesis el primer piso no sufre deformaciones, por lo tanto no recibe cargas.

La operación 5 consiste en el retiro de los moldajes y puntales del primer piso, que se deforma conjuntamente con el segundo piso. Satisfaciendo la condición de equilibrio, el factor de la carga (de valor 2) presente en los puntales removidos y distribuidos uniformemente entre los dos pisos del sistema de apoyo. Todavía en esta operación, los puntales son instalados en el tercer piso mientras que las alzaprimas son instaladas en el primer nivel, sin ninguna carga.

La operación 6 involucra el hormigonado del tercer piso, siendo la carga transmitida directamente a los cimientos, ya que los pisos no aceptan deformaciones. En la operación 7 es removido el nivel más bajo de moldajes y puntales, con el factor de carga (de valor 1) siendo distribuido uniformemente entre los dos pisos superiores. Las cargas en los puntales y alzaprimas son obtenidos por balance. Todavía en esta operación, los puntales son instalados en el cuarto piso mientras que las alzaprimas se instalan en el segundo, sin ninguna carga.

En la operación 8 se procede a hormigonar el cuarto piso, siendo la carga transmitida directamente a los cimientos, a través de los puntales rígidos. La operación 9 involucra el retiro del nivel más bajo de moldajes y puntales, con el factor de carga (de valor 1,50) siendo distribuido uniformemente entre los dos pisos superiores. Todavía en esta operación, las alzaprimas son retiradas del nivel más bajo e instaladas en el tercer piso (sin ninguna carga), mientras que simultáneamente los puntales son instalados en el quinto nivel. Los pisos debajo del nivel de moldajes retirados sólo soportan el peso propio. Por equilibrio se obtienen las cargas en los puntales y alzaprimas.

En la operación 10 es hormigonado el quinto piso, siendo la carga distribuida uniformemente entre los pisos que constituyen el sistema de apoyo. Nuevamente, las cargas en los puntales y alzaprimas son obtenidas por balance.

La operación 11 repite la secuencia de la operación 9, y así en lo que sigue del edificio hasta la convergencia de los valores de los factores de carga tanto para los pisos como para los puntales.

La figura 8 muestra los factores de carga máximos para cada piso, demostrando una convergencia de valores relativamente rápida.

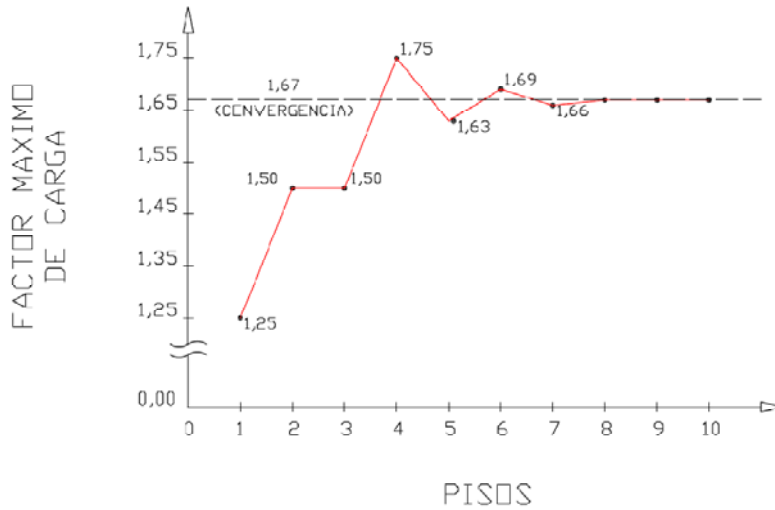


Figura 8 – Factores de carga máximos para cada piso

Se puede observar que la carga de construcción más elevada ocurre en el piso cuatro ($k=1,75$), durante la etapa 12.

En relación con los puntales, el piso más solicitado es el apoyado directamente en la fundación rígida ($k= 2$), durante la etapa 4.

A través del método simplificado se puede establecer para cada piso un diagrama de factores de carga.

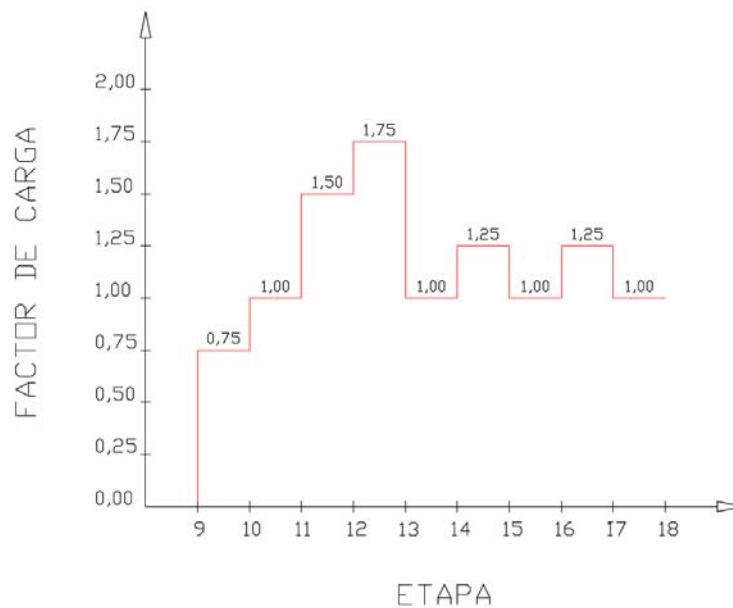


Figura 9 – Diagrama de factores de carga para el cuarto piso

El diagrama anterior define el historial o secuencia de cargas constructivas del cuarto piso. Se debe recordar dos indicaciones del método simplificado: la primera de ellas se refiere a la mayoración de los factores de carga, con el fin de contemplar el peso propio de los puntales y moldajes. La segunda se refiere a la adición de la carga máxima del proceso de construcción respecto a las acciones variables ya mencionadas. Por ejemplo, en este caso, se hará una mayoración del 10% en los factores de carga, para considerar las cargas variables, añadiendo el valor de $(2,64/N)$ kN/m² al nivel de la máxima carga de construcción. El número de pisos del sistema de soporte (N) es igual a cuatro (4), y el valor adicional será de 0,66 kN/m².

La figura 10 muestra la secuencia de cargas del cuarto piso obtenida, suponiendo que tiene una carga de peso propio de 3,5 kN/m².

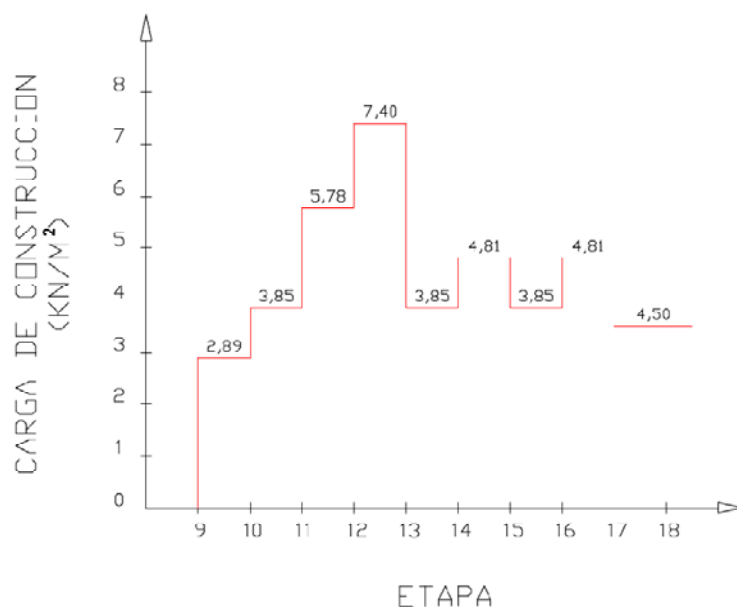


Figura 10 – Historial de cargas constructivas para el cuarto piso

La tabla 2 muestra los valores máximos y convergentes para los factores de carga en los pisos, admitiendo la combinación de procesos de construcción de hasta tres niveles de puntales con hasta cinco niveles de alzaprimas.

Los resultados de esta tabla muestran que teniendo en cuenta las hipótesis del método simplificado, es preferible que se utilice solamente un nivel de puntales y cuántos niveles de alzaprimas fueran posibles para minimizar las cargas de construcción de los pisos.

Tabla 2 – Valores máximos y convergentes de los factores de carga para los pisos

Nº de niveles de Puntales	Factores de carga Máximos y Convergentes						
	Nº de niveles de Alzaprimas						
		0	1	2	3	4	5
1	Máximo	2,00	1,50	1,33	1,25	1,20	1,17
	Convergente	2,00	1,50	1,33	1,25	1,20	1,17
2	Máximo	2,25	1,83	1,75	1,67	1,59	1,54
	Convergente	2,00	1,77	1,67	1,60	1,55	1,52
3	Máximo	2,38	2,21	1,98	1,84	1,78	1,78
	Convergente	2,00	1,87	1,83	1,77	1,72	1,72

Aunque los resultados presentados en este capítulo deben ser respetados, existe la necesidad de mejores estudios sobre el tema, dado que por ejemplo no se refiere a las dos hipótesis adoptadas: los puntales son infinitamente rígidos y todos los pisos del sistema de apoyo tienen las mismas características de resistencia y deformación.

En cuanto a la primera hipótesis, debe ser dicho que su adopción perjudica los resultados. Dado que el primer nivel de puntales (apoyados en una fundación rígida) no es retirado, todas las cargas de las losas hormigonadas van directamente a los cimientos a través de los mismos. Dicha hipótesis no se da en la realidad, ya que los puntales son axialmente deformados y parte de las cargas de un piso recién hormigonado es absorbido por los pavimentos inferiores del sistema de apoyo.

La segunda hipótesis no considera la edad del concreto en la determinación de la distribución de las cargas de construcción. Al tomar todos de los pisos del sistema de apoyo con la misma rigidez (independiente a la edad de cada uno), necesariamente la distribución de las cargas no dependerá de la velocidad de construcción, pero solamente del número de niveles de puntales y alzaprimas.

Otro punto a discutir sería la consideración de las cargas en los pisos como distribuidas, en cuanto los puntales del sistema de apoyo pueden aparecer en pequeña cantidad y muy espaciados entre sí, adoptando la forma de una carga puntual.

Además de eso, el método simplificado todavía desprecia la absorción de carga por parte de los pilares, en el hormigonado de un piso.

En lo que se refiere a la fisuración que ocurre durante la construcción, esta modifica la distribución de las cargas entre los pisos. SBAROUNIS (1984) hace notar que la incorporación de este efecto debe reducir los valores de las cargas máximas de construcción. De dicho modo, los valores de las cargas máximas de construcción considerando el efecto de fisuración representan un límite superior para los resultados.

En la siguiente sección se define un modelo de análisis de las etapas de construcción que se acerca más al comportamiento real de la estructura, permitiendo que la confiabilidad del método simplificado sea considerada.

3.2 Análisis secuencial de las etapas de la construcción

3.2.1 El modelado a través del método de elementos finitos

Autores como Péricles C. Stivaros, Noel J. Gardner, John A. Sbarounis y Wai-Fah Chen tienen estudios para el modelado a través del método de los elementos finitos considerando las cargas de construcción en pisos formados por losa - pilar.

WAI-FAH CHEN (1985) desarrolló un modelo computacional en tres dimensiones (3D) para el análisis de las cargas de construcción, mejorando los estudios de GRUNDY & KABAILA (1963), aparentemente los primeros en desarrollar algo sobre el tema.

El mismo WAI-FAH CHEN (1991) mejoró su modelo considerando más parámetros y procedimientos constructivos, además de las cargas móviles variables.

Posteriormente, WAI-FAH CHEN (1992) desarrolló un nuevo modelo computacional en tres dimensiones (3D) con la intención de simular sistemas de puntales con cargas contrarias, teniendo en cuenta las acciones horizontales debido al viento.

Vale la pena mencionar que algunos escritores mencionados consideran, en sus trabajos, la distribución de las cargas de la construcción de una manera no muy rigurosa. De este modo, para analizar las etapas intermedias de la construcción se pueden adoptar varios modelos representativos. Sin embargo, para cada uno de esos modelos no se considera un análisis secuencial.

Como se muestra en la figura 11 los métodos, superponen las cargas de construcción presentes sobre las estructuras intermedias disponibles.

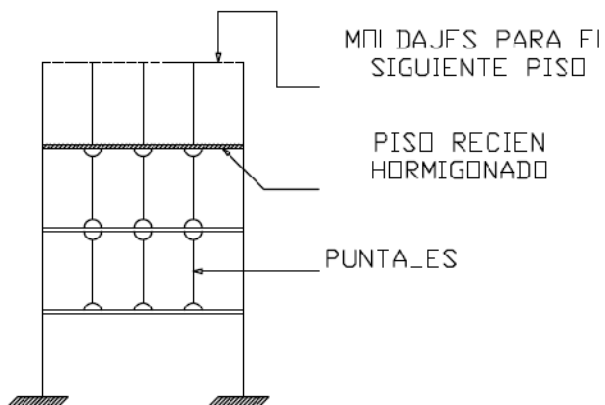


Figura 11 – Modelo representativo de la etapa intermedia de la construcción

Debe ser notado que en este modelo las cargas de peso propio del piso inferior afectan al piso superior, lo que no es estrictamente correcto. La justificación para dicha afirmación es presentada a continuación.

3.2.2 Justificación para la consideración del análisis secuencial de la estructura

Los análisis de las estructuras de edificios en hormigón armado son hechos en la mayor parte considerando que el total de la estructura existe cuando es solicitada por las diversas 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.

Al 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, estos análisis generales no son muy precisos. En tal caso, es más conveniente que se considere la secuencia de construcción del edificio.

Para las cargas debidas a la albañilería, es necesario conocer el cronograma de la obra para saber en que etapas éstas serán realizadas. Lo mismo sucede con las cargas debidas a los pisos y revestimientos.

En los proyectos de edificios, generalmente, las tensiones en los pilares debidas a las cargas verticales presentan valores muy distintos, lo que conduce a deformaciones axiales diferenciales en esos elementos en cada piso de la construcción. Considerando este hecho, un procedimiento de análisis general de la estructura acumula en los pisos superiores desplazamientos verticales inexistentes. Esto hace que los desplazamientos diferenciales entre distintos puntos del pilar entre los pisos crezcan a lo largo en la altura de la construcción, llegando a valores máximos en su alto. Ese efecto ciertamente eleva los valores incorrectos de los momentos flectores en vigas y losas ligadas con los pilares.

Para entender bien el problema se debe tener en cuenta siempre que, sea cual sea el modelo utilizado para analizar la estructura de un edificio de altura, no es coherente admitir esfuerzos en un elemento que todavía no existe. Por ejemplo, ¿Como es posible la carga del peso propio del piso 10 afectar los esfuerzos que solicitan a la estructura en el piso 11 que aun no se ha construido? Esto es aceptado solamente para los esfuerzos provocados por la parte de la deformación lenta de esa carga. Por supuesto que cualquier elemento puede ser solicitado por cargas impuestas a la estructura después de finalizada su construcción.

Algunos escritores han estudiado los efectos de las deformaciones axiales diferenciales entre pilares a través análisis secuenciales de las estructuras. Se pueden citar las obras de SELVARAJ & SHARMA (1974), CHOI & KIM (1985) y KRIPKA & SORIANO (1992).

Un análisis secuencial de una estructura con 3 pisos, sometida sólo a la carga de peso propio, puede ser realizado de acuerdo a los siguientes esquemas (Figura 12), considerando legítima la hipótesis de la superposición de esfuerzos.

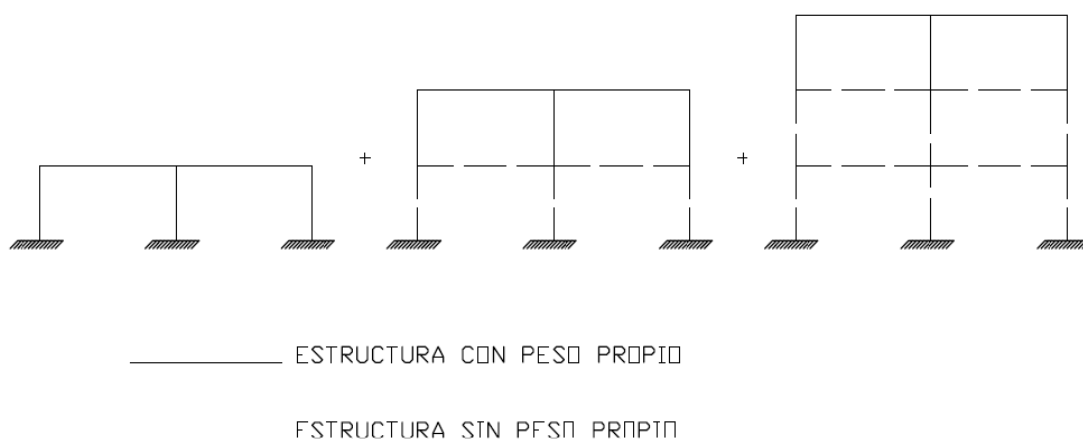


Figura 12 – Análisis secuencial de la estructura de un edificio

En este tipo de análisis los esfuerzos finales para el dimensionamiento de cualquier elemento estructural son obtenidos por simple suma de los esfuerzos originales de cada uno

de los 3 esquemas. Se debe destacar que las cargas de peso propio de los pisos inferiores no afectan los pisos superiores.

Para mostrar la importancia de la consideración de la secuencia de construcción en el análisis de las cargas verticales de peso propio, se presenta un ejemplo numérico, adoptado de SELVARAJ & SHARMA (1974), para un pórtico plano de 14 pisos, el cual fue desarrollado utilizando el análisis secuencial antes descrito.

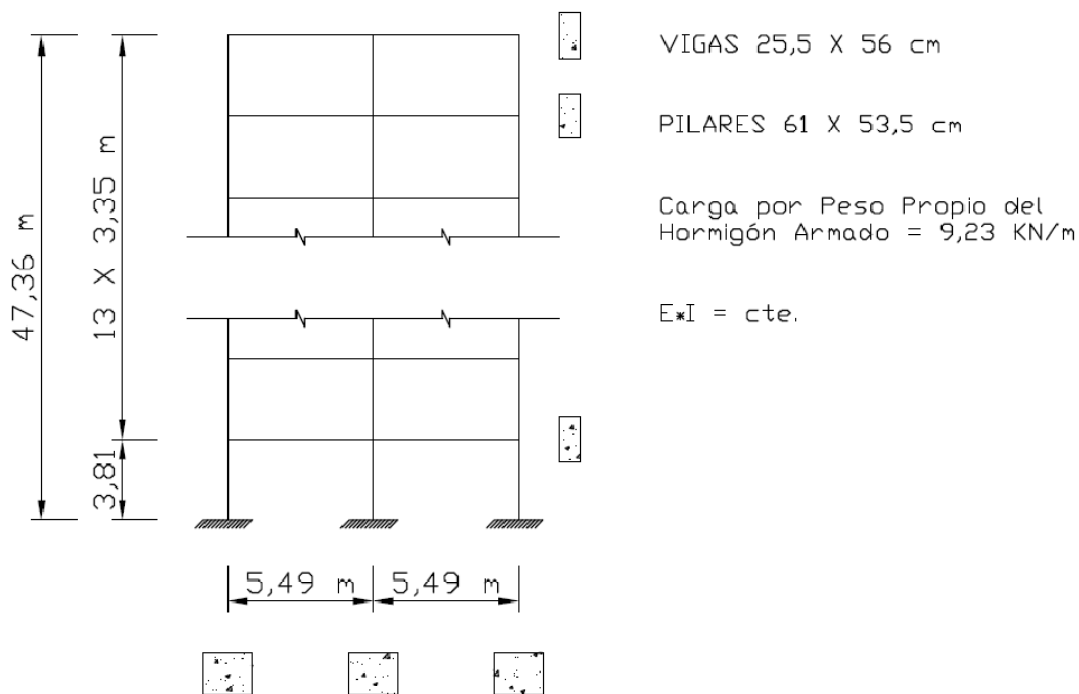


Figura 13 – Pórtico plano sometido a cargas de peso propio de la estructura

En la figura 14 se muestran los resultados obtenidos para los momentos flectores en las vigas del pórtico, con y sin considerar la secuencia de construcción.

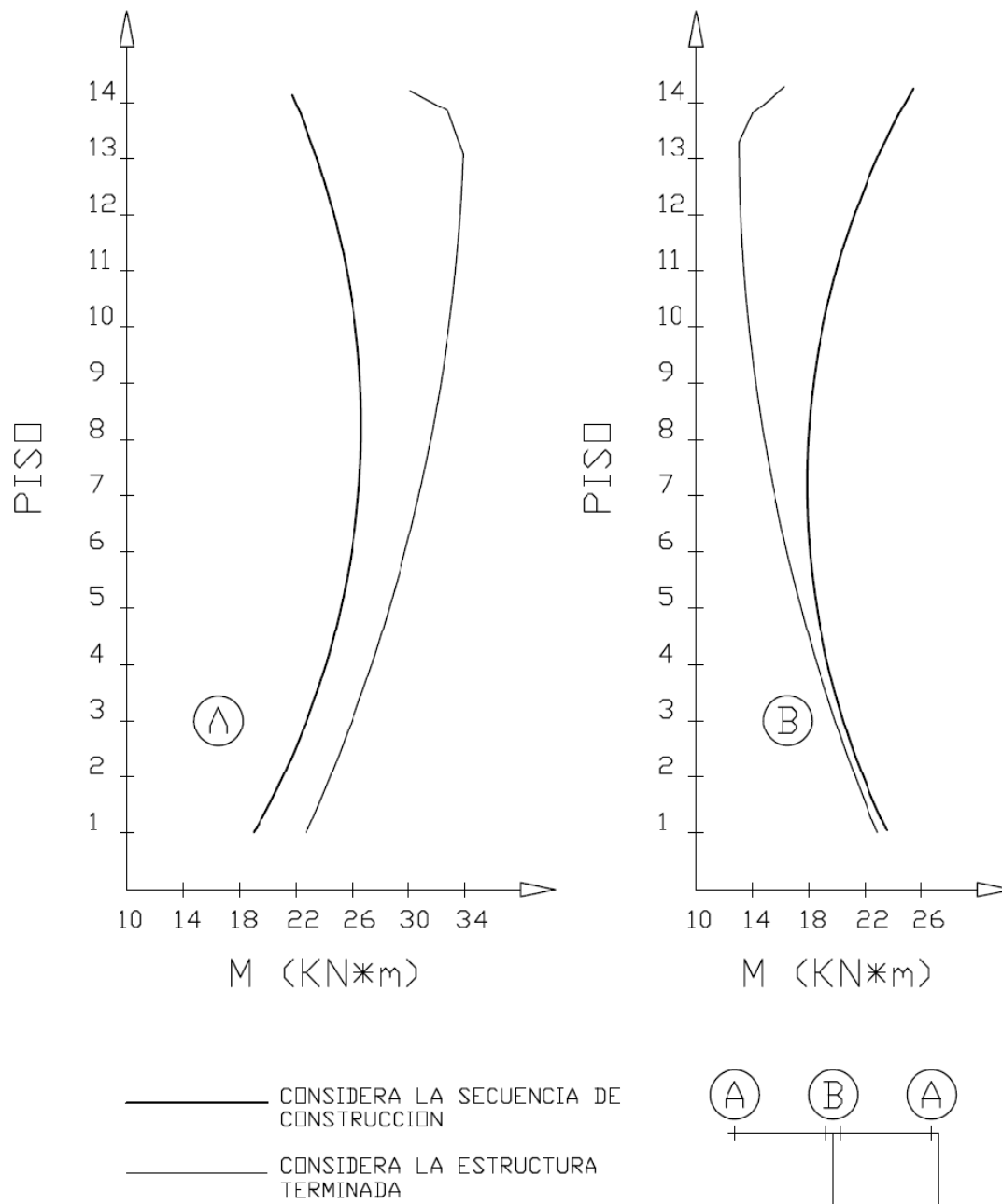


Figura 14 – Momentos flectores en las vigas del pórtico

Se pueden notar diferencias considerables en los valores de los momentos flectores obtenidos. En este caso, esas diferencias aparecen porque el pilar central del pórtico es sometido a tensiones más elevadas que los pilares de los extremos, presentando deformaciones axiales más grandes.

3.2.3 Definición del análisis secuencial que considera el proceso de construcción (SAP2000)

El análisis propuesto tiene en cuenta la secuencia natural de la construcción, llevando a resultados en los esfuerzos solicitantes y deformaciones más precisos, como los mostrados anteriormente.

El procedimiento considera todo el cronograma constructivo con la superposición gradual de los diferentes pisos y el modelado del sistema de apuntalamiento con valores representativos de la rigidez y la posición de los puntales, considerado rotulas en las conexiones de losas y vigas. De esta manera, son consideradas las distintas etapas de la construcción, todas con características de resistencia y deformación de losas, vigas y pilares obtenidos en función de la edad y maduración del concreto.

Además de los resultados finales de esfuerzos solicitantes y deformaciones, este tipo de análisis hace posible obtener el historial de cargas de los elementos estructurales, desde el inicio hasta el final de la obra, previo conocimiento del cronograma de trabajo.

Cada etapa de la construcción es tratada como un modelo en tres dimensiones (3D) y el método de los elementos finitos es aplicado para resolver las sub-estructuras, siendo considerada una no-linealidad tanto física como geométrica, dado el hecho que cada etapa de construcción es analizada sobre una estructura previamente deformada. El software utilizado, SAP2000 V10, es escogido para el desarrollo del estudio, debido a que cumple con las características necesarias para dicho análisis. La fundación se admite como un soporte totalmente rígido.

La filosofía del modelo secuencial propuesto consiste en separar las etapas de construcción y analizarlas por separado, como una superposición de modelos. Se considerada una etapa al hormigonado de los diversos grupos de elementos estructurales, dicha asociación (grupos) se basa en el tiempo de hormigonado dentro del cronograma del edificio en estudio.

Para el estudio se considerará un grupo único a todos los elementos temporales dentro del edificio: moldajes, puntales y alzaprimas, dicha consideración es tomada tanto para la instalación como retirada de las mismas, es por tanto que solo se utilizara retiro total de alzaprimas y no por etapas.

La evaluación del desarrollo de los esfuerzos y deformaciones en los elementos estructurales y puntales es incremental, debido a que la estructura es cargada a medida en que es construida. De este modo, se suman los esfuerzos (o deformaciones) iniciales, causados por las cargas ya existentes en el sistema temporal de soporte, los esfuerzos (o deformaciones) adicionales, provocados por cualquiera de los eventos mencionados anteriormente. Esa secuencia evolutiva debe continuar hasta el retiro de los puntales de sustentación del último piso.

Cuando un nivel está siendo hormigonado no presenta ninguna resistencia y, por lo tanto, no posee la capacidad para absorber ninguna porción de carga. Toda la carga de peso propio del concreto y los moldajes, tanto como las cargas variables, son trasladadas directamente al piso inferior a través de los puntales y pilares hormigonados con anterioridad.

Sin embargo, la distribución de esa carga cambia conforme al piso hormigonado madure. Poco tiempo después del lanzamiento, el concreto ya es capaz de absorber alguna parte de su propio peso. Teniendo en cuenta que la celeridad con que se construye en la actualidad, da un promedio de avance de un piso por semana, interesa la nueva distribución de las cargas siete (7) días después del hormigonado. De este modo, es necesario analizar nuevamente la estructura parcial después de ese intervalo, ahora sin la presencia de las cargas variables.

El modelado de las etapas donde el piso no posee la capacidad para absorber carga (hormigonado) es necesario sólo para valorar la seguridad de la construcción momentánea y para establecer la secuencia o historial de cargas de los elementos estructurales. Para obtener los esfuerzos y deformaciones finales en la estructura terminada, esas etapas no deben ser consideradas.

Sería complicado tratar de obtener la distribución verdadera con el concreto fresco sobre los moldajes de acero, en cuanto una formulación teórica con la interacción entre los dos materiales involucrados es compleja. Además, tal nivel de realismo no está justificado en tal caso.

Los cimientos son admitidos otra vez como un soporte totalmente rígido, siendo los pilares empotrados en la base.

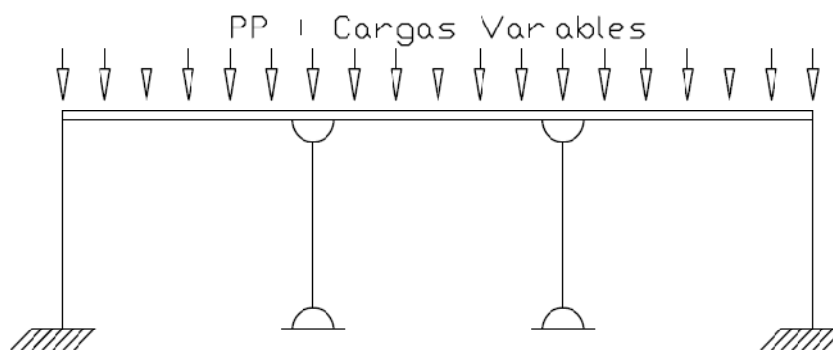


Figura 15 – Modelo usado para determinar la distribución de cargas en el momento de hormigonar

Todo el procedimiento descrito puede ser entendido más claramente mediante la figura 16, donde se muestra el análisis secuencial completo para un edificio de 4 pisos, construido a

través de un sistema de dos niveles de puntales y un nivel de alzaprimas (2 + 1). Se considero un avance de un piso por semana.

En la figura, se muestra que la alteración en la distribución de cargas en la estructura debido a la retirada de puntales es determinada a través de la aplicación de cargas concentradas de igual valor y aplicadas en sentido contrario en los puntales y alzaprimas en el momento de ser retiradas. Se puede observar también que el retiro de los moldajes es considerada en la aplicación en sentido anti-gravitacional de la carga distribuida de peso propio.

Respecto a la figura 16, se debe establecer la simbología usada.

- Pi : carga concentrada transmitida por el pilar i al piso inmediatamente inferior al que esta siendo hormigonado;
- Fi : carga concentrada transmitida por el puntal i al piso inmediatamente inferior al que esta siendo hormigonado;
- Ei : carga absorbida por el puntal i debido exclusivamente a un evento de la construcción;
- Xi : carga que actúa en el puntal i en el momento inmediatamente anterior a su retirada;
- P : peso propio del puntal;
- Pp : peso propio del piso;
- moldajes : peso propio del grupo de moldajes del piso;
- Const : cargas variables actuantes en el piso que esta siendo hormigonado, hace referencia a: peso de los trabajadores, equipos, materiales, basureros e impacto provocado por el lanzamiento o vaciado del hormigón.

Se debe dejar en claro que, aunque el análisis secuencial constructivo será mostrado para un proceso de construcción con dos niveles de puntales y uno de alzaprimas, todas las definiciones establecidas son válidas para cualquier otro proceso con un número variado de puntales y alzaprimas. Son también legítimos si hay etapas con retiro parcial de puntales y/o retirada total de puntales con alzaprimado parcial.

Las etapas A representan los instantes de hormigonado

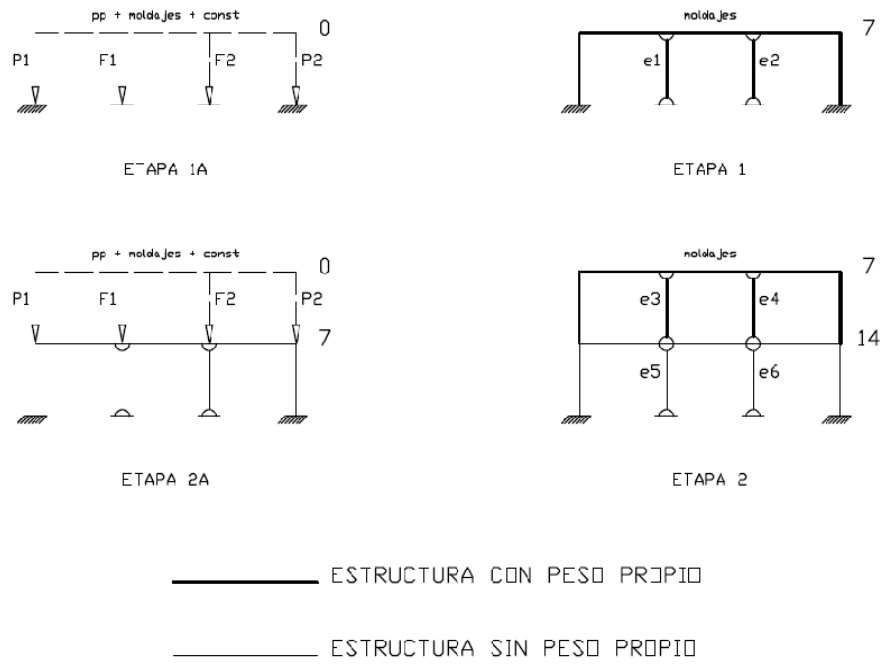


Figura 16a – Análisis secuencial para un edificio de 4 pisos con proceso de construcción con dos niveles de puntales y uno de alzaprimas (2+1)

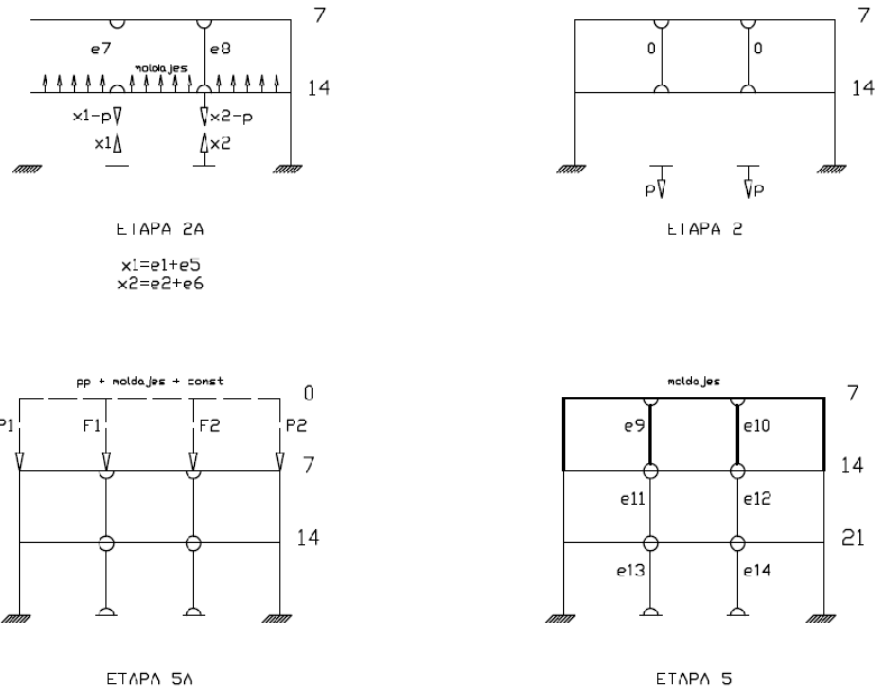


Figura 16b – Análisis secuencial para un edificio de 4 pisos con proceso de construcción con dos niveles de puntales y uno de alzaprimas (2+1)

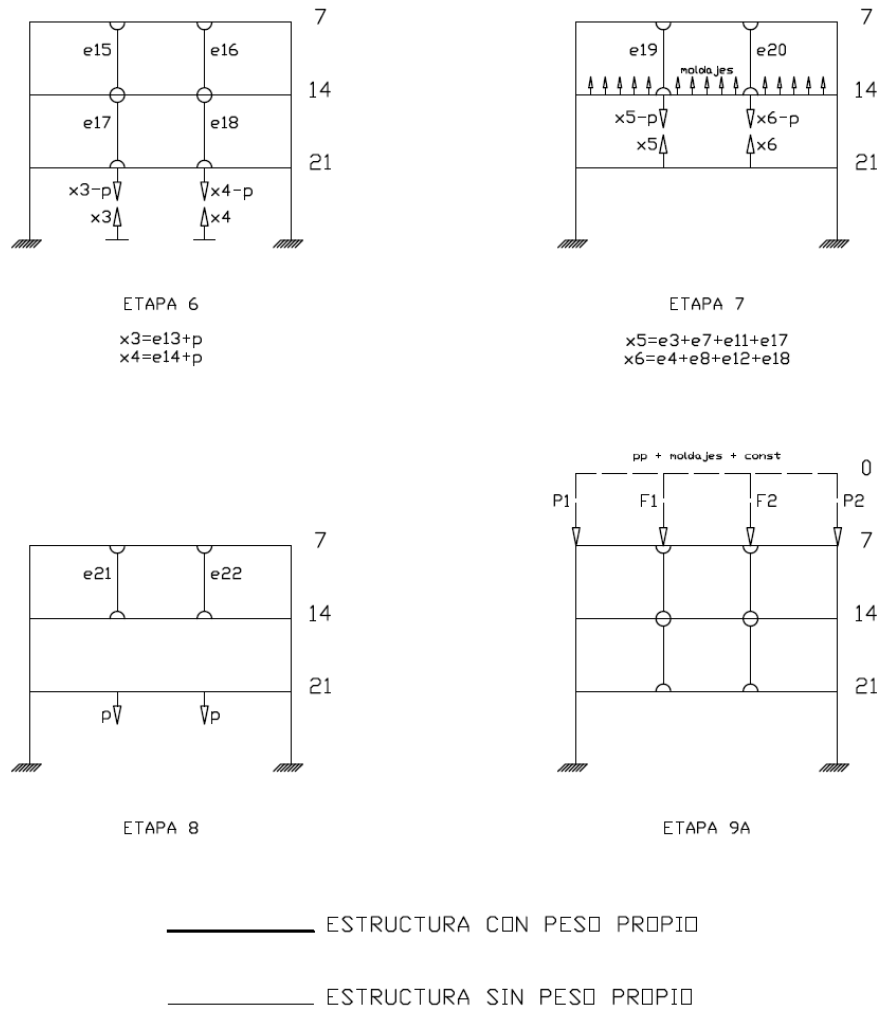


Figura 16c – Análisis secuencial para un edificio de 4 pisos con proceso de construcción con dos niveles de puntales y uno de alzaprimas (2+1)

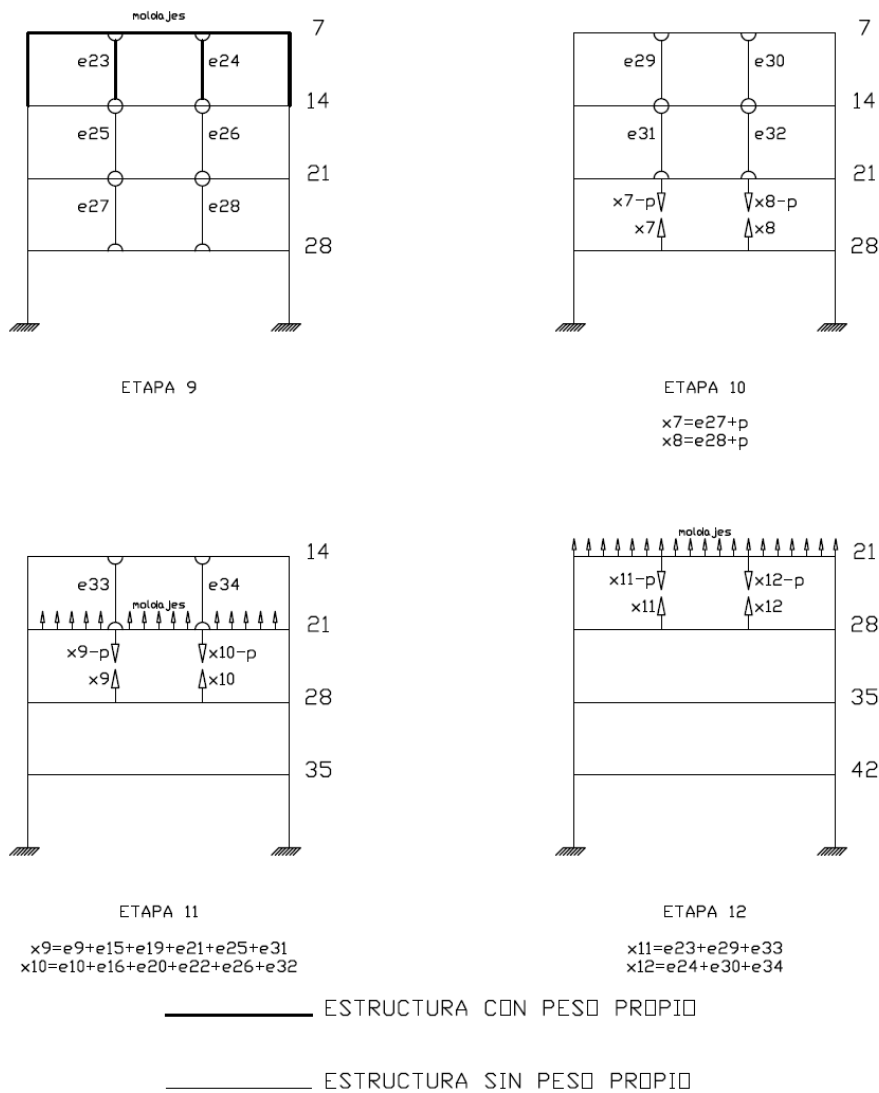


Figura 16d – Análisis secuencial para un edificio de 4 pisos con proceso de construcción con dos niveles de puntales y uno de alzaprimas (2+1)

Cada etapa de la construcción del análisis secuencial propuesto es tratada sin tener en cuenta un estado de tensión (o deformación) inicial generado por las etapas previas.

Capítulo IV

Implementación de la secuencia de cargas constructivas en proyectos reales

4.1 Estructuración del edificio en estudio

El análisis secuencial antes expuesto se aplicará a un edificio de vivienda social, tipo block, los cuales día a día se hacen más populares dentro de las grandes ciudades de nuestro país, dada su capacidad de albergar gran cantidad de personas con costos bajos en lo que se refiere a terreno. Por otro lado la determinación de la altura total será de 5 pisos, esto se fundamenta principalmente en la normativa vigente en Chile, ya que los edificios de cinco o menos pisos no están obligados a implementar ascensores, lo que reviste un gran ahorro tanto de implementación como mantención.

La estructura en estudio, nos muestra una asimetría del edificio en su planta respecto a sus ejes, presentando una altura entre piso de 2,5 m. Como se dijo en el capítulo anterior los elementos estructurales se asociarán basándose en el tiempo de hormigonado de dichos elementos dentro del cronograma de construcción del edificio, además este hecho ayudará a una óptima instalación y retiro de los elementos de sustentación temporales.

Los grupos dentro del software SAP2000 V10 son los siguientes: Muros – Columnas, Vigas – Losas y Alzaprimas, este último grupo considera los elementos puntales y alzaprimas. Cabe señalar que para el estudio se considerara un retiro total de los elementos temporales, es decir, se retira en su totalidad el grupo Alzaprimas.

Las características de los materiales utilizados en la implementación del edificio en estudio se muestran a continuación:

Hormigón Armado:

Comportamiento	:	Isotrópico
Pe Peso específico (KN/m ³)	:	23,5631
Ec Módulo de Elasticidad (Kg/cm ²)	:	253105,07

ν	Módulo de Poisson	:	0,2
α	Coefficiente de dilatación térmica	:	9,900E-06
G	Módulo de Corte (KN/m ²)	:	10342137
$f'c$	Resistencia especificada a la compresión del concreto (Kg/cm ²)	:	281,2279
f_y	Tensión de fluencia especificada del refuerzo (Kg/cm ²)	:	4218,4178

Acero:

	Comportamiento	:	Isotrópico
Pe	Peso específico (KN/m ³)	:	76,97
Ec	Módulo de Elasticidad (Kg/cm ²)	:	2038901,9
ν	Módulo de Poisson	:	0,3
α	Coefficiente de dilatación térmica	:	1,170E-05
G	Módulo de Corte (KN/m ²)	:	76884615
f_y	Esfuerzo de fluencia (Kg/cm ²)	:	25310507
f_u	Esfuerzo último a la tensión (Kg/cm ²)	:	40778038

Se debe dejar en claro que las características dadas para el acero solo se utilizarán en la confección del grupo “Alzaprimas”, las cuales se modelan basándose en el esquema que se muestra en la figura 17, adoptando como modelo un alzaprima tubular de acero con diámetro exterior de 48mm e interior de 41mm, de 2 y 2,5 mm de espesor respectivamente, la decisión radica en el peso que deben soportar dichos elementos temporales, además del rango de alturas en las que serán utilizadas.

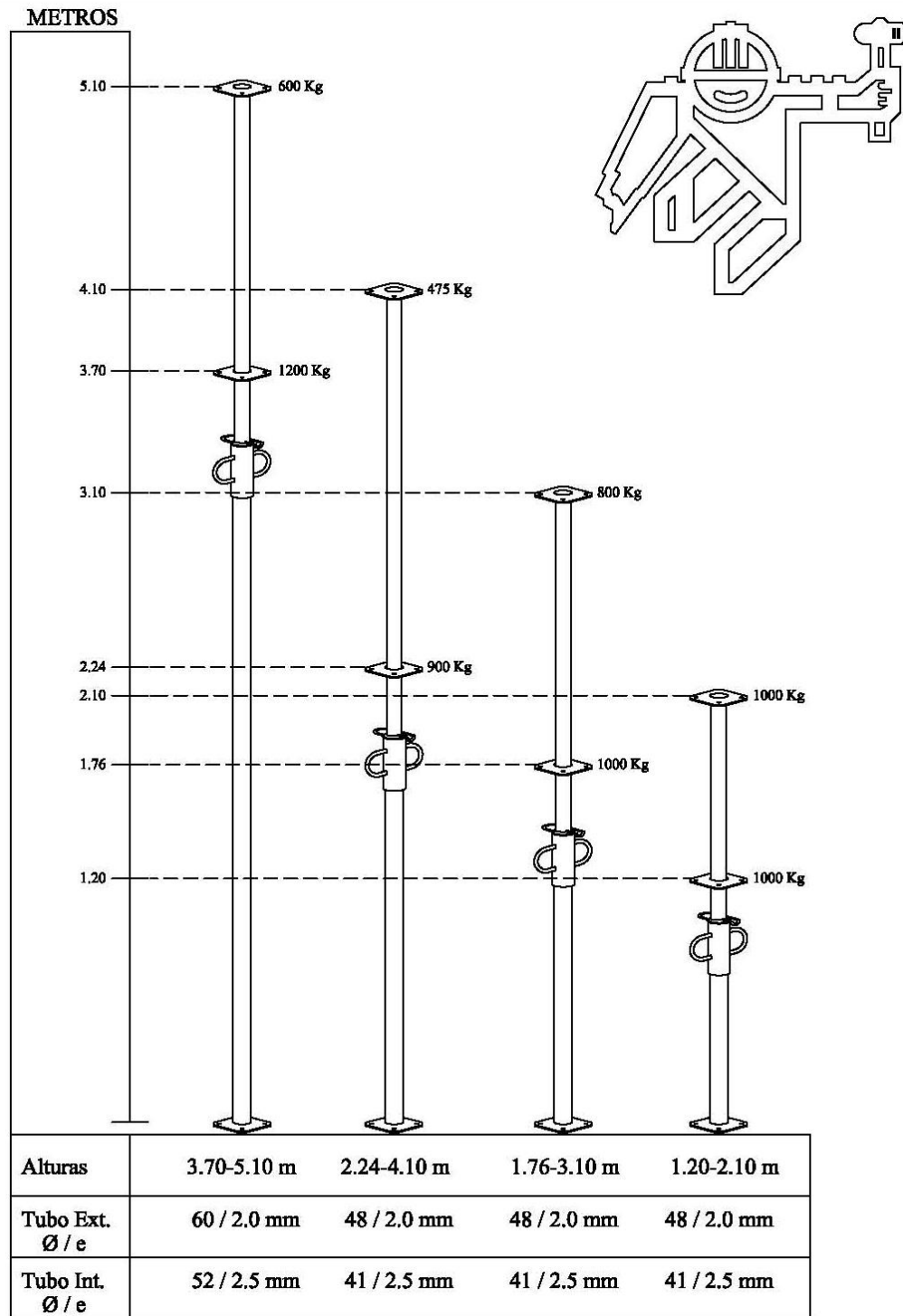
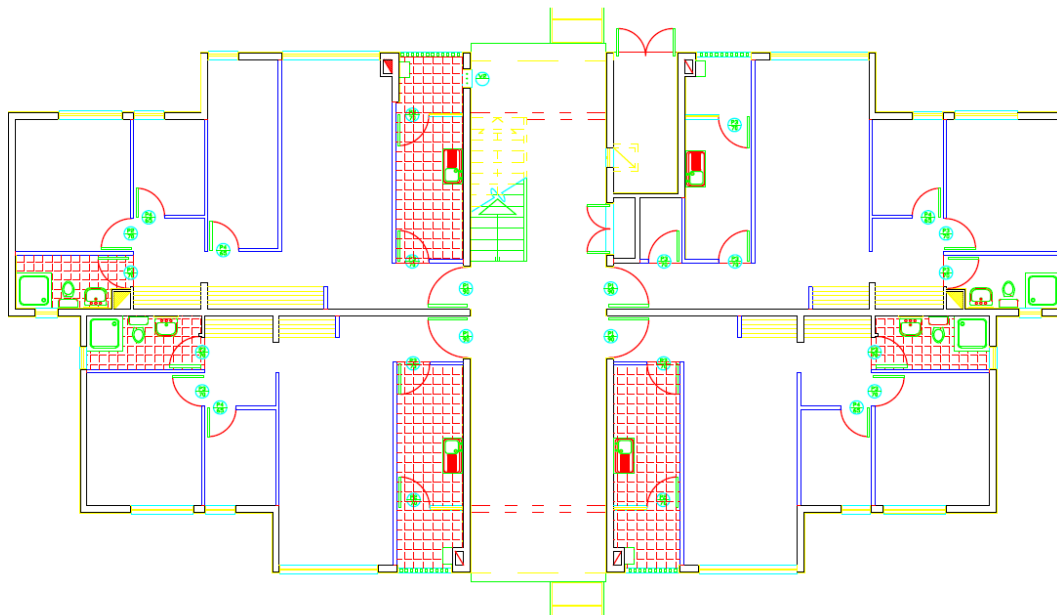
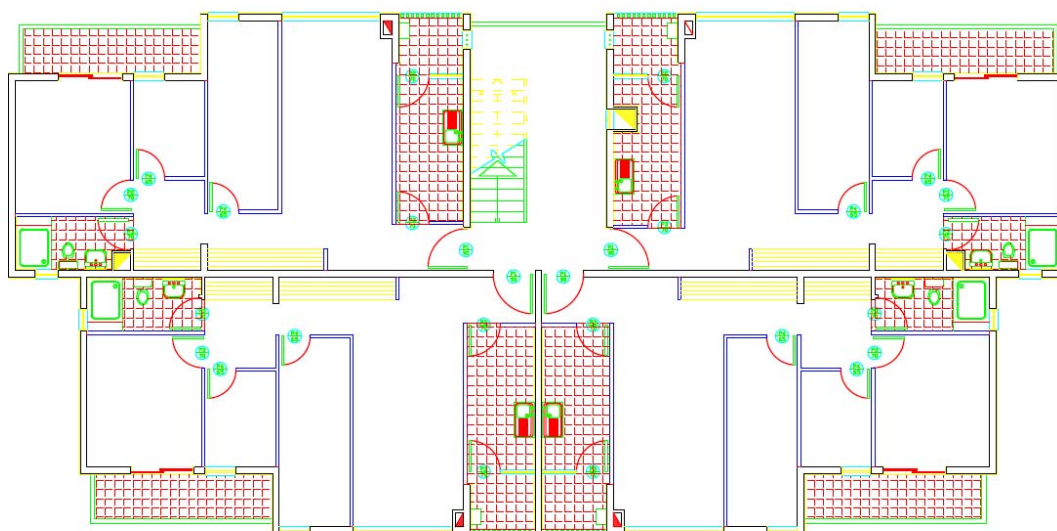


Figura 17 – Esquema de los elementos alzaprimas

En la figura 18 se muestra la planta de arquitectura del edificio en estudio, llamado Tipo 2 (T2). Cabe destacar que el primer piso posee una planta única, diferente a todos los demás pisos, observándose que para los pisos restantes presenta una planta tipo.



Primer piso



Piso tipo (2,3,4 y 5)

Figura 18 – Planta arquitectura del edificio T2

Para poder analizar el edificio, se tomaron algunas consideraciones con el fin de optimizar la entrada de los datos en el software y no crear puntos innecesarios o molestos al momento de discretizar la estructura para poder utilizar el método de elementos finitos; dichas consideraciones fueron:

- Ventanas de baño y cocina, como sus dimensiones eran de 50x50 cm, no fueron modeladas, ya que su área es despreciable, no así sus refuerzos, lo cual no es relevante para el estudio en cuestión.
- Los tabiques no fueron considerados, ya que si bien aparecen en arquitectura, no forman parte del sistema estructural de Hormigón Armado.
- Algunos muros se expandieron para hacerlos calzar con las grillas o ejes principales del edificio, pero nunca sobrepasando una diferencia mayor a 10 cm., para efecto de discretizar de forma más fácil y estándar las losas, ya que la intersección de ejes producen puntos muy próximos, los cuales bajan el rendimiento del programa.

Los elementos estructurales tuvieron que ser modelados de diferentes maneras debido tanto a su comportamiento como a su geometría, teniendo las siguientes características:

Muros:

Designación : *Muro15*
Tipo de modelo : Shell-Thin (Area)
Material : Hormigón Armado
Espesor : 15 cm

Vigas:

Designación : *Viga15x40*
Tipo de modelo : Rectangular Section (Frame)
Material : Hormigón Armado
Alto : 40 cm
Ancho : 15 cm

Losas:

Designación : *Losa10*
Tipo de modelo : Shell-Thin (Area)
Material : Hormigón Armado
Espesor : 10 cm

Columnas:

Designación : *Col30x15*
Tipo de modelo : Rectangular Section (Frame)
Material : Hormigón Armado
Alto : 30 cm
Ancho : 15 cm

Designación : *Col45x15*
Tipo de modelo : Rectangular Section (Frame)
Material : Hormigón Armado
Alto : 45 cm
Ancho : 15 cm

Los elementos de soporte temporal, como se mencionó anteriormente fueron designados como un único grupo llamado Alzaprimas, el cual tiene las siguientes características:

Designación : *Alzaprimas*
Tipo de modelo : Pipe Section (Frame)
Material : Acero

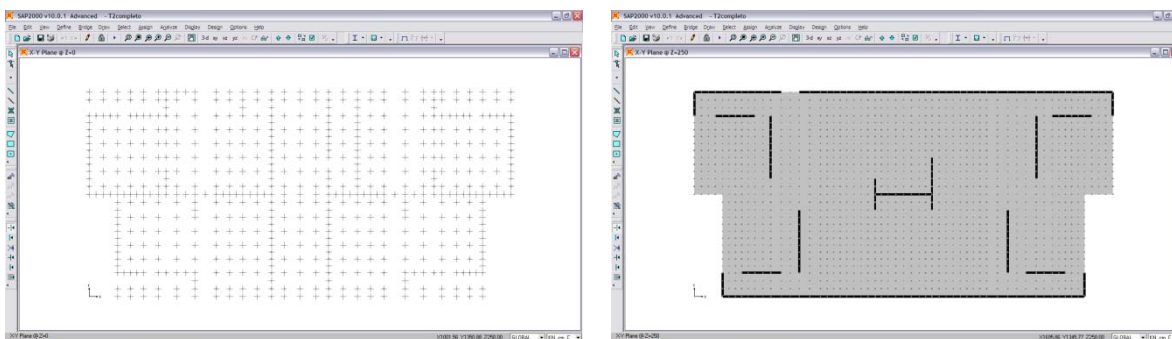
Diámetro Exterior : 4,8 cm

Espesor Tubular : 0,2 cm

La discretización de losas fue hecha formando cuadrados de lado 40cm en el plano XY, para luego disponer las alzaprimas cada 80 cm, distancia que se fundamenta en recomendaciones hechas por empresas del rubro e ingenieros inmersos en el área de la construcción, tanto Ingenieros como Constructores Civiles, los cuales por pruebas hechas en terreno llegan a determinar que para el tipo estructura en estudio, la distancia promedio entre alzaprimas debe fluctuar en el rango de 60 a 120 cm. para los elementos recién hormigonados.

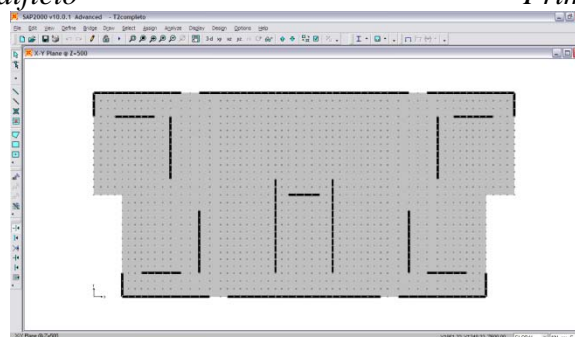
Cabe destacar que la malla generada por la discretización de las losas, es aprovechada para insertar las alzaprimas, dando de este modo un mayor rendimiento al software, además de evitar puntos innecesarios para el análisis. Por otro lado, se tiene que dichos puntos dieron las grillas para poder confeccionar la malla de discretización para los muros en su eje vertical.

En la figura 19 se muestra la discretización de las losa, mientras que la figura 20 muestra el alzaprimado para el primer piso y piso tipo.



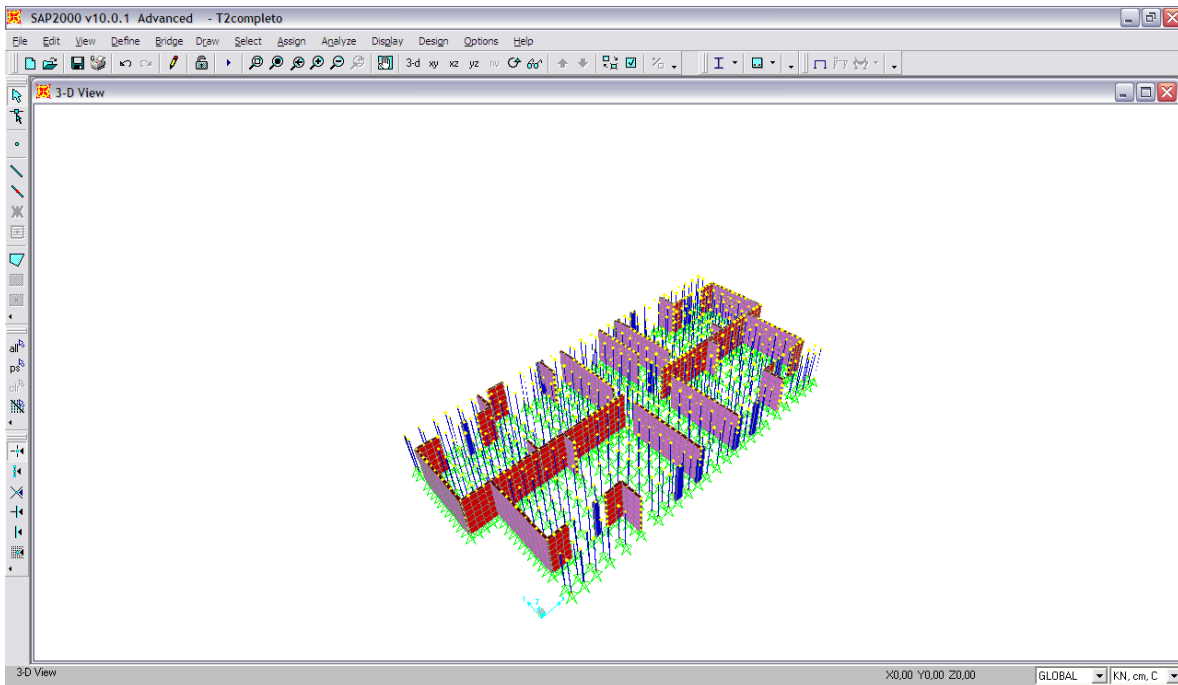
Base edificio

Primer piso

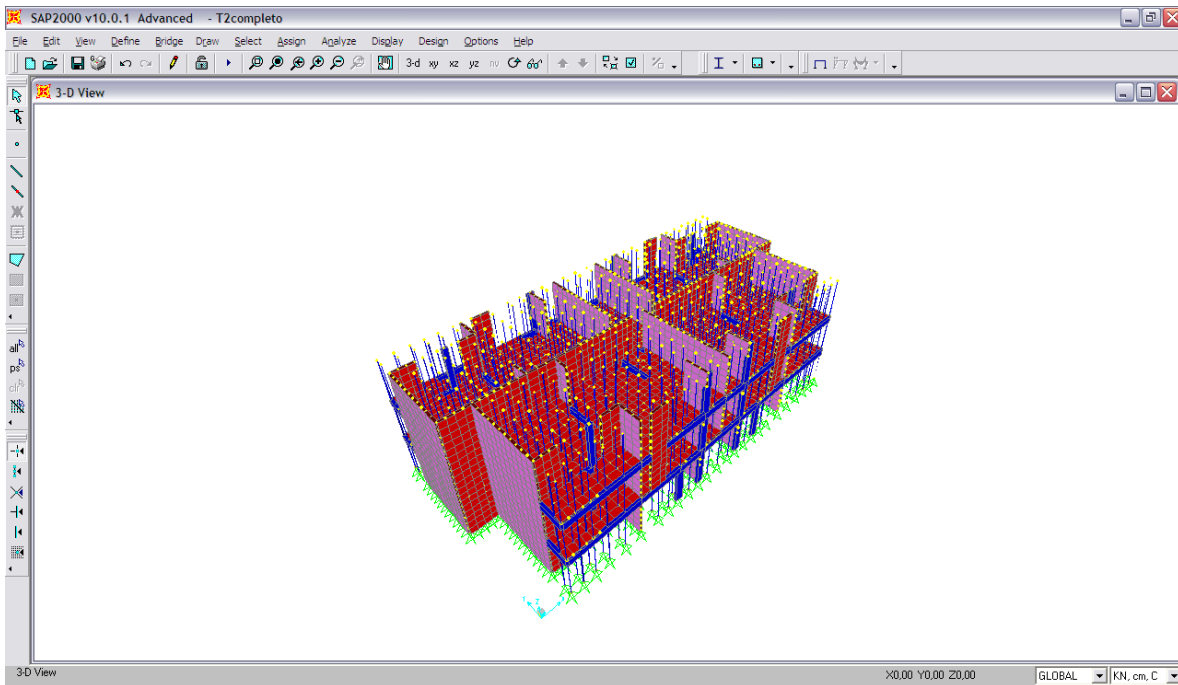


Piso tipo

Figura 19 – Esquema de la discretización de las losas



Primer Piso



Piso Tipo

Figura 20 – Esquema de alzaprimas

Como se puede observar en la figura 20, las alzaprimas son colocadas de forma regular tanto en planta con en altura, es decir, coincide el punto de colocación en los distintos pisos del edificio.

Las cargas impuestas a la estructura modelada son las de Peso Propio, para poder cuantificar el real aporte de los elementos de soporte temporal, además de las diferencias producidas entre el análisis convencional y el análisis secuencial por etapas de construcción.

Para poder planificar el cronograma de obra gruesa del edificio, se cuantificaron los distintos volúmenes de trabajo, a través de la cubicación de los materiales utilizados en la estructura, dichos valores se pueden ver en la tabla 3.

Tabla 3 – Volúmenes de materiales en obra gruesa

Edificio T2	Muros y Columnas			Vigas y Losa		
	Hormigón (m ³)	Moldajes (m ²)	Fierro (Kg)	Hormigón (m ³)	Moldajes (m ²)	Fierro (Kg)
Piso 1	32,30	430,70	10.336,80	35,83	335,09	11.464,85
Pisos 2,3 y 4	31,98	426,50	10.236,00	36,09	339,32	11.550,49
Piso 5	31,98	426,5	10.236,00	31,89	294,08	10.207,87

Con los datos obtenidos, se pudo confeccionar el cronograma del edificio, tomando como base una planilla de 10 trabajadores, para las distintas tareas, además de los siguientes rendimientos:

Hormigón : 0,81 m³/HH

Moldajes : 1,68 m²/HH

Enfierradura : 34,77 Kg/HH

Como se mencionó anteriormente la estructura debió ser sub-dividida en grupos, en los cuales el único parámetro en consideración fue el tiempo de hormigonado de los diversos elementos, éstos se ven graficados en la tabla 4, en la cual solo cambia el día N, parámetro que representa el día en que se retira el grupo alzaprimas, el cual tiene un rango de valores

desde los cero hasta los veintiocho días en intervalo de siete, dado que son los tiempos más utilizados dentro del rubro de la construcción. Si bien en la tabla se pueden apreciar etapas de enfierradura y colocación de moldajes, éstas fueron consideradas sólo para poder determinar el tiempo en que la estructura es solicitada por dichas cargas de construcción.

Tabla 4 – Cronograma para piso tipo

Actividad	Día 1	Día 2	Día 3	Día 4	Día 5	Día 6	Día 7	...	Día N
Enfierradura MC	XXX	XXX	XXX						
Moldajes MC		XXX	XXX						
Hormigonado MC			XXX						
Moldajes VL				XXX	XXX				
Enfierradura VL					XXX	XXX			
Hormigonado VL						XXX			
Colocación ALZ							XXX		
Retiro ALZ									XXX

MC : Grupo de los muros y columnas
 VL : Grupo de las vigas y losa
 ALZ : Grupo de elementos temporales

Cabe señalar que el detalle del cronograma para cada uno de los tiempos de alzaprimado en estudio se muestran en el anexo A. Por otra parte el descimbre o retiro de moldajes de los diversos elementos no se consideran dentro de este cronograma, ya que como se mencionó anteriormente los puntales y moldajes son parte del grupo Alzaprimas y son retirados en dicho grupo.

Es necesario destacar que la modelación del grupo Alzaprimas dentro del software, se hace post-hormigonado del grupo conformado por vigas y losas, esto se debe a una incongruencia dentro del programa, ya que al dar la sentencia de forma inversa (forma real), el programa da como resultados desplazamientos irreales.

Por último, es importante destacar que el software emplea para cada etapa dos sub-etapas llamados Step (Pasos) en los cuales el primer paso es la entrada del o los elementos, para luego en el segundo proceder a cargarlos, este hecho no representa mayor importancia, dado que en el estudio sólo de trabajan con cargas de peso propio, no incluyéndose sobrecargas de uso.

4.2 Casos de estudio para la estructura modelada

A continuación se detallan los diversos casos que se considerarán para estudiar la influencia de las cargas secuenciales de construcción en la estructura, basándose en la variación del módulo de elasticidad del hormigón en las edades iniciales, además de la incorporación de los elementos temporales de sustentación, a través del tiempo de alzaprimado del edificio en estudio.

Lo primero que se estudiara será la influencia del tiempo de alzaprimado de la estructura en el desarrollo de sus desplazamientos, para ello se irá desde el caso más típico, el cual solamente contempla un análisis no-lineal de la estructura, hasta los casos más complejos y realistas, los cuales constan de un análisis secuencial de cargas de construcción, con alzaprimado de losas y vigas, además de contemplar la variable tiempo para el desarrollo de las propiedades del hormigón conforme pasa el tiempo, este parámetro será cuantificado por medio de la variación del módulo de elasticidad del material.

Luego de terminado el primer tópico, se procederá a estudiar la variación tanto en los momentos flectores como de los desplazamientos para el edificio en estudio, al considerar la variación del módulo de elasticidad con el tiempo. La propiedad antes mencionada se desarrollara a través de la herramienta brindada por el software SAP2000 V10, el cual trabaja dicha variación bajo el código euro-internacional CEB, cuya fórmula fue presentada en la ecuación 7 y graficada en la figura 4 del Capítulo II.

Una vez terminada la etapa de desarrollo numérico de resultados para cada uno de los casos mencionados anteriormente, se procederá a comparar resultados estudiados se procederá a la comparación de éstos.

Para cada uno de los diferentes casos tanto de las estructuras alzaprimadas como la estructura típica de análisis, se tomara la siguiente secuencia de análisis:

- 1° Análisis estructural : Edificio contemplando análisis estático no-lineal, módulo de elasticidad del hormigón independiente del tiempo.
- 2° Análisis estructural : Edificio contemplando análisis estático no-lineal, módulo de elasticidad del hormigón dependiente del tiempo.

Cabe destacar que para cada una de las verificaciones tanto de las variaciones de los desplazamientos como de los momentos flectores de los distintos análisis se realizarán en el punto medio de los elementos que se detallarán en el próximo Capítulo.

El esquema general de los distintos análisis del edificio en estudio se presenta a continuación, por medio de la tabla 5.

Tabla 5 – Esquema de análisis para las estructuras

Caso	Designación	Módulo de Elasticidad	Tiempo de alzaprímado (días)
1	T2Snormal	Independiente del tiempo	No contempla (0)
2	T2Cnormal	Dependiente del tiempo	No contempla (0)
3	T2S7	Independiente del tiempo	7
4	T2C7	Dependiente del tiempo	7
5	T2S14	Independiente del tiempo	14
6	T2C14	Dependiente del tiempo	14
7	T2S21	Independiente del tiempo	21
8	T2C21	Dependiente del tiempo	21
9	T2S28	Independiente del tiempo	28
10	T2C28	Dependiente del tiempo	28

Cabe destacar que los casos 1 y 2 representan el análisis convencional, sin y con variación del módulo de elasticidad respectivamente.

Por último, se debe mencionar que todo el desarrollo numérico será evaluado por medio del software SAP2000 V10, el cual contempla el método de elementos finitos para su desarrollo.

Capítulo V

Resultados, comparaciones y recomendaciones

5.1 Verificación de momentos flectores y desplazamientos

En el análisis y diseño estructural, los momentos flectores y desplazamientos de cada uno de los elementos que componen la estructura reflejan la reacción y comportamiento de está frente a las cargas impuestas, es por esta razón que serán los parámetros de comparación en el estudio del “efecto del tiempo de alzaprimado” y “variación del módulo de elasticidad a lo largo de la maduración del concreto”. Los elementos a verificar en el edificio son dos vigas y una losa, todos ubicados en el primer piso del edificio, los cuales se muestran en la figura 21 y se detallan a continuación:

Viga A:

Tipo	:	<i>Viga15x40</i>		
Largo	:	355 (cm)		
Punto inicial	:	X:436	Y:670	Z:250
Punto final	:	X:436	Y:1025	Z:250

Viga B:

Tipo	:	<i>Viga15x40</i>		
Largo	:	324 (cm)		
Punto inicial	:	X:1031	Y:0	Z:250
Punto final	:	X:1355	Y:0	Z:250

Losa:

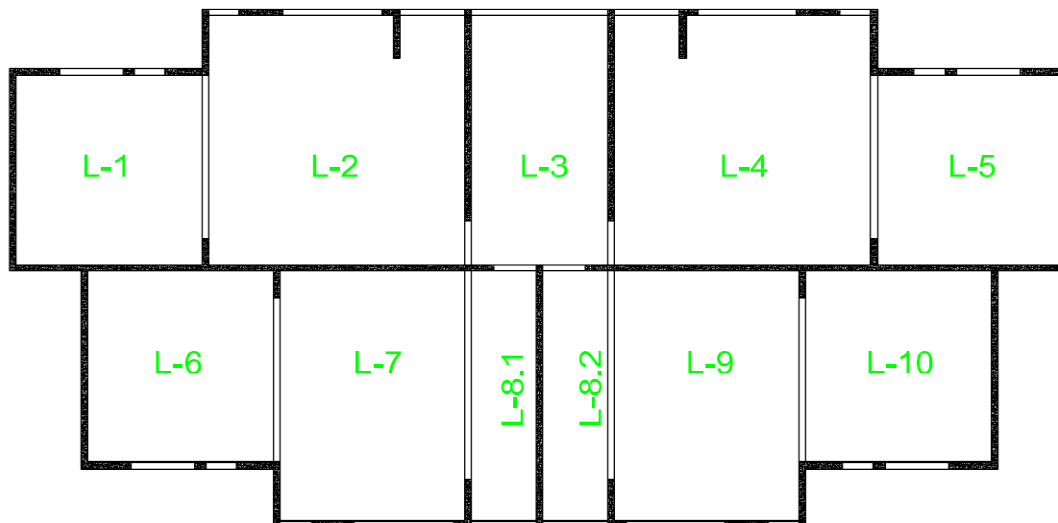
Tipo : *Losa10*

Área : 18,103 (m²)

Punto medio : X:716 Y:868,33 Z:250



Primer Piso



Piso Tipo (2,3,4 y 5)

Figura 21 – Esquema de ubicación para los elementos analizados

La elección de la losa como de las vigas que serán estudiadas, radica en la regularidad que presentan a través de la altura del edificio, a continuación se muestra en detalle el perfil vertical de los elementos analizados.

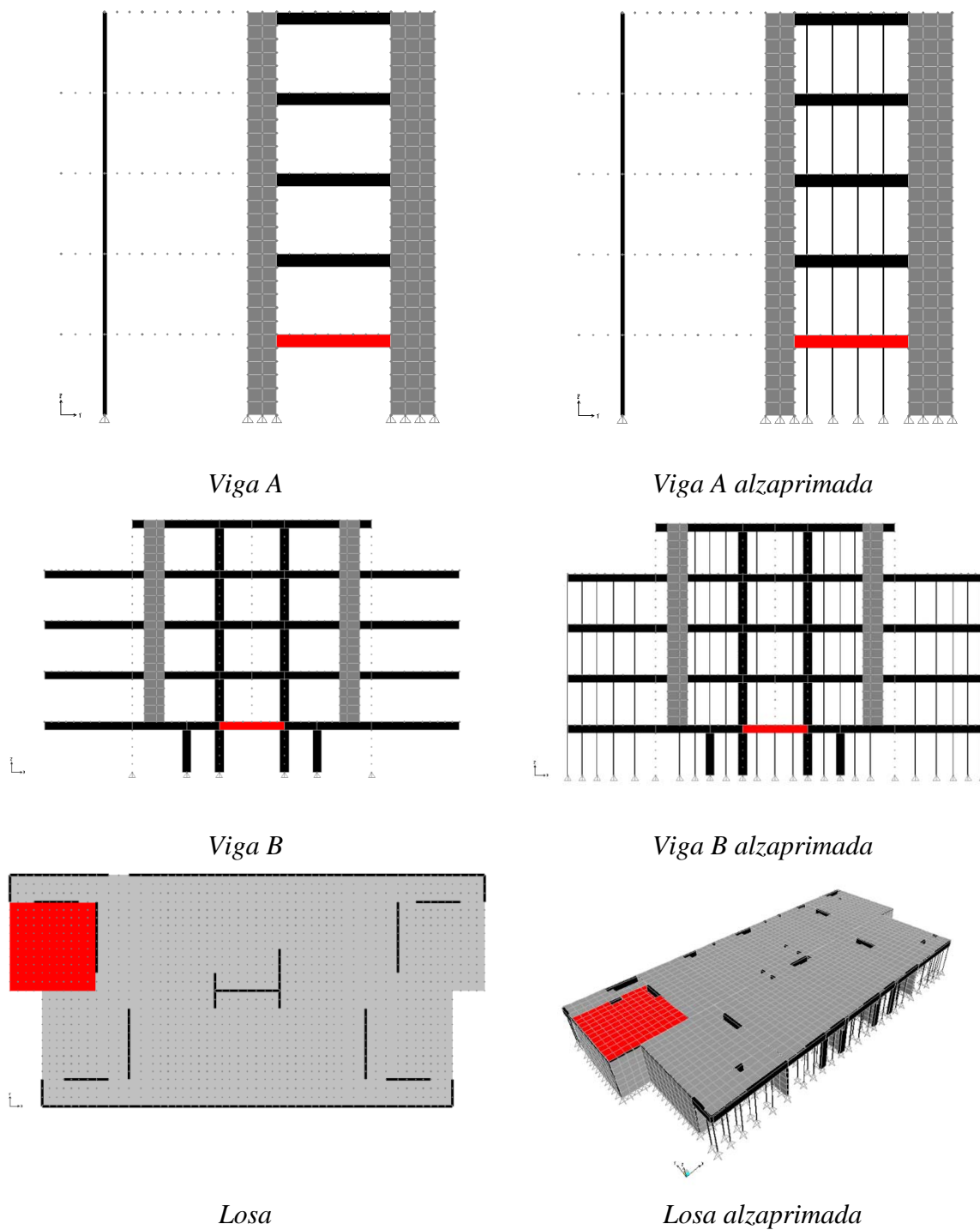


Figura 22 – Detalle de los elementos analizados

5.1.1 Tiempo de alzaprimado de la estructura

En primera instancia se procederá a verificar el efecto del tiempo de alzaprimado del edificio en el análisis y comportamiento de la estructura, para ello se constatarán las diferencias de los desplazamientos en los puntos medios de las vigas antes descrita, aplicando para el estudio cada uno de los casos descritos en la tabla 5, viendo el desarrollo de la estructura a través del tiempo.

A continuación en la figura 23 se muestra de manera gráfica la comparación de los desplazamientos de ambas vigas y losa en sus respectivos puntos medios, basándose en los resultados obtenidos del software SAP2000 V10 y que son tabulados y mostrados en el anexo B.

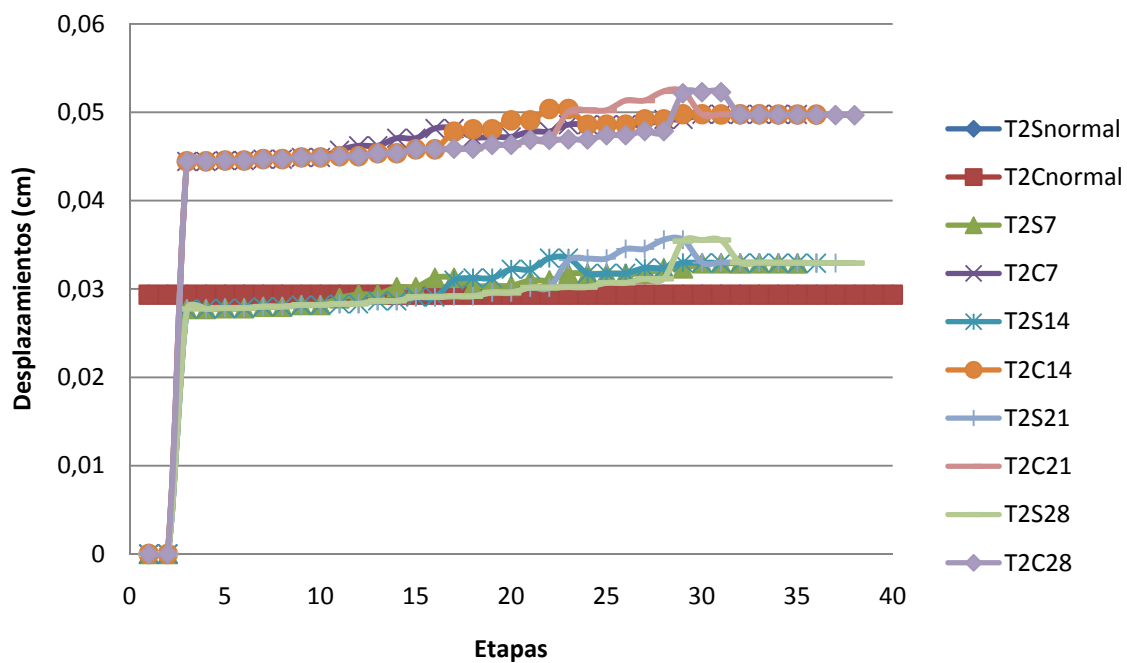


Figura 23a – Desplazamientos en el punto medio de la viga A

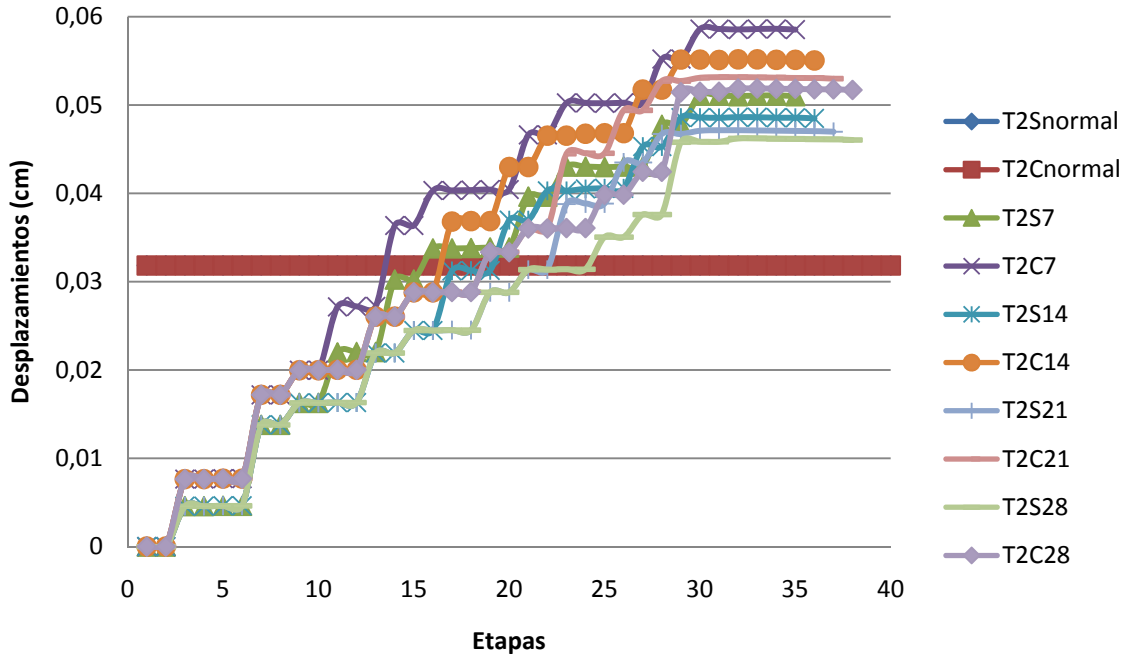


Figura 23b – Desplazamientos en el punto medio de la viga B

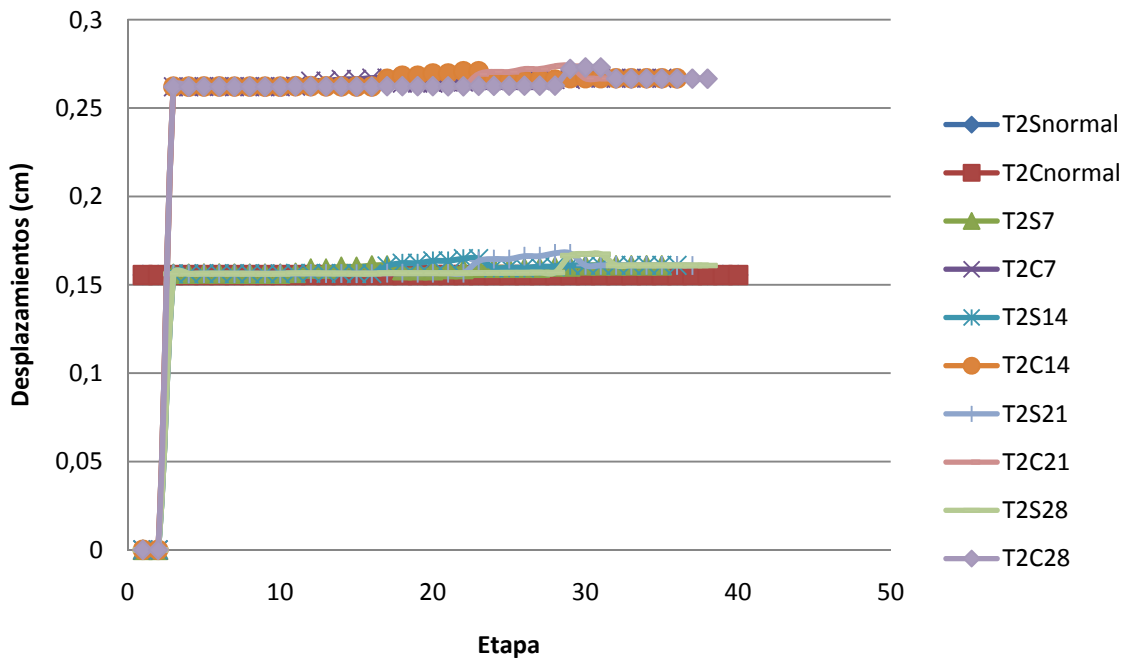


Figura 23c – Desplazamientos en el punto medio de la losa

Como se puede apreciar en los gráficos de la viga A como para el de la losa, los desplazamientos se asocian en dos grandes grupos dada su magnitud, los cuales se producen esencialmente al incluir o no la variación del módulo de elasticidad a lo largo del tiempo, efecto que se verá en profundidad en la próxima fase del presente capítulo. Cabe destacar que la viga B presenta una irregularidad en su altura de la cual se deriva una disociación y/o dispersión en los resultados obtenidos. Dicha irregularidad es consecuencia de un muro que nace en el segundo piso para dividir la losa N° 8 en las losas N° 8.1 y N° 8.2, dicho muro solicita a la viga B en su punto medio a partir de la etapa 4 (step 7).

Se observa que en la totalidad de los elementos analizados se puede apreciar con claridad el hecho que para cada uno de los casos en que se aplica el análisis secuencial por etapas, se obtienen desplazamientos que se incrementan a través del tiempo y no un valor fijo, como es el caso del análisis convencional. Dicho evento es coincidente con el comportamiento real de las estructuras, ya que etapa tras etapa se incluyen nuevos elementos y consigo cargas de peso propio, además del hecho que el hormigón no ha alcanzado la resistencia esperada a los 28 días o también llamada resistencia de diseño para el hormigón armado.

Al centrar el análisis en los tiempos de alzaprimado, se puede destacar el hecho que tras el ingreso de la totalidad de los elementos estructurales (etapa final), los desplazamientos obtenidos del análisis secuencial por etapas en todos los casos superan a los que se obtienen al realizar el análisis convencional, el cual adopta el ingreso total de la estructura para ser analizada, hecho que se contrapone a la realidad en donde se construye elemento tras elemento y no como una única unidad. En la tabla 6 se muestra un resumen de los desplazamientos en la etapa final de cada uno de los casos mostrados en la figura 23, para apreciar la magnitud y sus respectivas diferencias porcentuales entre el análisis convencional y el secuencial por etapas. Por otra parte, como en este segmento del estudio lo relevante es el tiempo de alzaprimado y no las propiedades del hormigón en las edades iniciales, se han separado los resultados para poder ver con mayor claridad el efecto de alzaprimado y no tender a confundir o relacionar con las diferencias que se producen al contemplar la variación del módulo de elasticidad. La asociación de resultados para los diferentes casos tiene como premisa la contemplación o no de la variación del módulo de elasticidad.

Para poder visualizar la importancia y diferencias producidas al contemplar el tiempo de alzaprimado dentro del análisis de la estructura, se ha tomado como patrón de comparación los resultados obtenidos del análisis convencional. Se debe destacar la simbología dentro de las tablas de resultados, la cual es:

- Δ : Diferencia cuantitativa de los desplazamientos y/o momentos flectores respecto a la medida patrón del análisis en estudio.
- $\Delta\%$: Diferencia porcentual de los desplazamientos y/o momentos flectores respecto a la medida patrón del análisis en estudio.

Tabla 6a – Comparación de la diferencia porcentual de los desplazamientos en la viga A

Caso	Desplazamiento en punto medio (cm)		
	Real	Δ	$\Delta\%$
T2Snormal	-0,029362	–	–
T2S7	-0,032904	-0,003542	12,06
T2S14	-0,032920	-0,003558	12,12
T2S21	-0,032928	-0,003566	12,14
T2S28	-0,032931	-0,003569	12,16

Desplazamientos sin contemplar la variación del módulo de elasticidad

Caso	Desplazamiento en punto medio (cm)		
	Real	Δ	$\Delta\%$
T2Cnormal	-0,029358	–	–
T2C7	-0,049764	-0,020406	69,51
T2C14	-0,049733	-0,020375	69,40
T2C21	-0,049708	-0,020350	69,32
T2C28	-0,049679	-0,020321	69,22

Desplazamientos contemplando la variación del módulo de elasticidad

Tabla 6b – Comparación de la diferencia porcentual de los desplazamientos en la viga B

Caso	Desplazamiento en punto medio (cm)		
	Real	Δ	$\Delta\%$
T2Snormal	-0,031835	–	–
T2S7	-0,051003	-0,019168	60,21
T2S14	-0,048489	-0,016654	52,31
T2S21	-0,046978	-0,015143	47,57
T2S28	-0,046038	-0,014203	44,61

Desplazamientos sin contemplar la variación del módulo de elasticidad

Caso	Desplazamiento en punto medio (cm)		
	Real	Δ	$\Delta\%$
T2Cnormal	-0,031831	–	–
T2C7	-0,058545	-0,026714	83,92
T2C14	-0,055043	-0,023212	72,92
T2C21	-0,052988	-0,021157	66,47
T2C28	-0,051706	-0,019875	62,44

Desplazamientos contemplando la variación del módulo de elasticidad

Tabla 6c – Comparación de la diferencia porcentual de los desplazamientos en la losa

		Desplazamiento en punto medio (cm)					Desplazamiento en punto medio (cm)		
Caso	Real	Δ	$\Delta\%$	Caso	Real	Δ	$\Delta\%$		
T2Snormal	-0,155544	–	–	T2Cnormal	-0,155523	–	–		
T2S7	-0,160956	-0,005412	03,48	T2C7	-0,266867	-0,111344	71,59		
T2S14	-0,160977	-0,005433	03,49	T2C14	-0,266815	-0,111292	71,56		
T2S21	-0,160961	-0,005417	03,48	T2C21	-0,266724	-0,111201	71,50		
T2S28	-0,160952	-0,005408	03,48	T2C28	-0,266637	-0,111114	71,45		

Desplazamientos sin contemplar la variación del módulo de elasticidad

Desplazamientos contemplando la variación del módulo de elasticidad

Las tablas anteriormente mostradas, reflejan una diferencia importante en los desplazamientos, al contemplar los distintos tiempos de alzaprimado para el análisis del edificio, éstos presentan un rango de diferencia incremental que va desde un 3,48% en la losa hasta un 83,92% detectado en la viga B, al tener un período de alzaprimado de tan sólo 7 días.

Se puede observar que las mayores diferencias se dan en el elemento irregular en altura, es decir, los desplazamientos se ven incrementados en los elementos que presentan irregularidades en altura. Además es importante notar, que en la mayoría de los casos estudiados se observa que a mayor tiempo de alzaprimado los desplazamientos decrecen, es decir, el tiempo de alzaprimado de los elementos es inversamente proporcional a los desplazamientos presentes en la estructura.

Cabe destacar que los desplazamientos se tienden a estabilizar desde el período de alzaprimado de 21 días, hecho que es concordante con el comportamiento dado por teoría de materiales y fabricantes de hormigones, los cuales destacan que para un cemento puzolánico de grado corriente, la resistencia del hormigón alcanza el 80% o más de la resistencia esperada a los 28 días (resistencia de diseño).

Si bien, un análisis netamente estructural, pudiese llegar a concluir que el tiempo de alzaprimado óptimo es de 28 días o más, se debe considerar que cada día de alzaprimado de una estructura eleva el costo de la obra y entorpece con el avance de la misma en las etapas de terminaciones. Es por estas razones y las dadas a lo largo de este análisis que se recomienda un alzaprimado de 21 días para el edificio en estudio.

5.1.2 Variación del módulo de elasticidad en el tiempo

Con el objeto de dar una mayor realismo al comportamiento de la estructura, se procederá a estudiar los efectos de contemplar el efecto de maduración del hormigón a través del tiempo, esto se pudo observar a grandes rasgos en el análisis anterior, en donde para cada tiempo de alzaprimado se estudiaron dos casos, los cuales se producen al contemplar o no la variación del módulo de elasticidad.

Para los casos descritos en la tabla 5 se verifican las mismas vigas, en la etapa de terminación de la obra, este hecho es relevante dado que cualquier otro tipo de comparación mostraría distintas etapas, las cuales de por sí no son comparables debido a que el análisis convencional, representados en los casos 1(T2Snormal) y 2(T2Cnormal) sólo poseen una única etapa, al contrario de todos los otros casos, ya que éstos fueron analizados ocupando el análisis secuencial de cargas. Otro punto importante a destacar es el hecho que se eligieron solamente elementos del primer piso, esto con el objetivo de mostrar la mayor cantidad de etapas posibles.

A continuación se muestran los resultados obtenidos a través del software SAP 2000 V10, para las etapas finales de cada caso; la tabla 7 muestra los resultados para las vigas A y B.

Tabla 7a – Resultado del análisis en la etapa final para la viga A

Estado	Momento Flector (KN*cm)			Desplazamientos (cm)		
	Extremo izquierdo	Punto Medio	Extremo derecho	Extremo izquierdo	Punto Medio	Extremo derecho
T2Snormal	-300,73	341,69	-337,43	-0,006455	-0,029362	-0,007913
T2Cnormal	-300,69	341,64	-337,38	-0,006454	-0,029358	-0,007912
T2S7	-244,95	373,76	-263,41	-0,007518	-0,032904	-0,008688
T2C7	-260,09	360,66	-284,45	-0,008742	-0,049764	-0,009771
T2S14	-244,58	373,86	-263,88	-0,007552	-0,032920	-0,008674
T2C14	-259,75	360,69	-284,96	-0,008778	-0,049733	-0,009748
T2S21	-244,33	373,89	-264,09	-0,007577	-0,032928	-0,008660
T2C21	-259,48	360,72	-285,23	-0,008804	-0,049708	-0,009726
T2S28	-244,20	373,90	-264,21	-0,007589	-0,032931	-0,008652
T2C28	-259,34	360,73	-285,39	-0,008814	-0,049679	-0,009711

Tabla 7b – Resultado del análisis en la etapa final para la viga B

Estado	Momento Flector (KN*cm)			Desplazamientos (cm)		
	Extremo izquierdo	Punto Medio	Extremo derecho	Extremo izquierdo	Punto Medio	Extremo derecho
T2Snormal	-628,00	753,79	-629,14	-0,008418	-0,031835	-0,008386
T2Cnormal	-627,91	753,69	-629,06	-0,008417	-0,031831	-0,008385
T2S7	-1097,07	1383,06	-1098,74	-0,009103	-0,051003	-0,009065
T2C7	-1138,37	1427,81	-1139,94	-0,009763	-0,058545	-0,009722
T2S14	-1025,68	1296,24	-1027,34	-0,009009	-0,048489	-0,008971
T2C14	-1055,09	1325,40	-1056,65	-0,009625	-0,055043	-0,009585
T2S21	-985,11	1245,27	-986,76	-0,008946	-0,046978	-0,008908
T2C21	-1006,37	1264,05	-1007,91	-0,009533	-0,052988	-0,009493
T2S28	-959,79	1213,59	-961,44	-0,008904	-0,046038	-0,008867
T2C28	-975,61	1225,47	-977,15	-0,009470	-0,051706	-0,009430

Para poder visualizar con mayor claridad los resultados de desplazamientos y momentos flectores de ambas vigas, se han graficado en las figuras 24 y 25 respectivamente. En dichos gráficos se han asociado los resultados en pares, bajo el parámetro de duración del tiempo de alzaprimado. De este modo en cada grupo se fija el tiempo de alzaprimado y se puede concluir que las diferencia de los resultados está dada por el hecho de contemplar o no la variación del módulo de elasticidad.

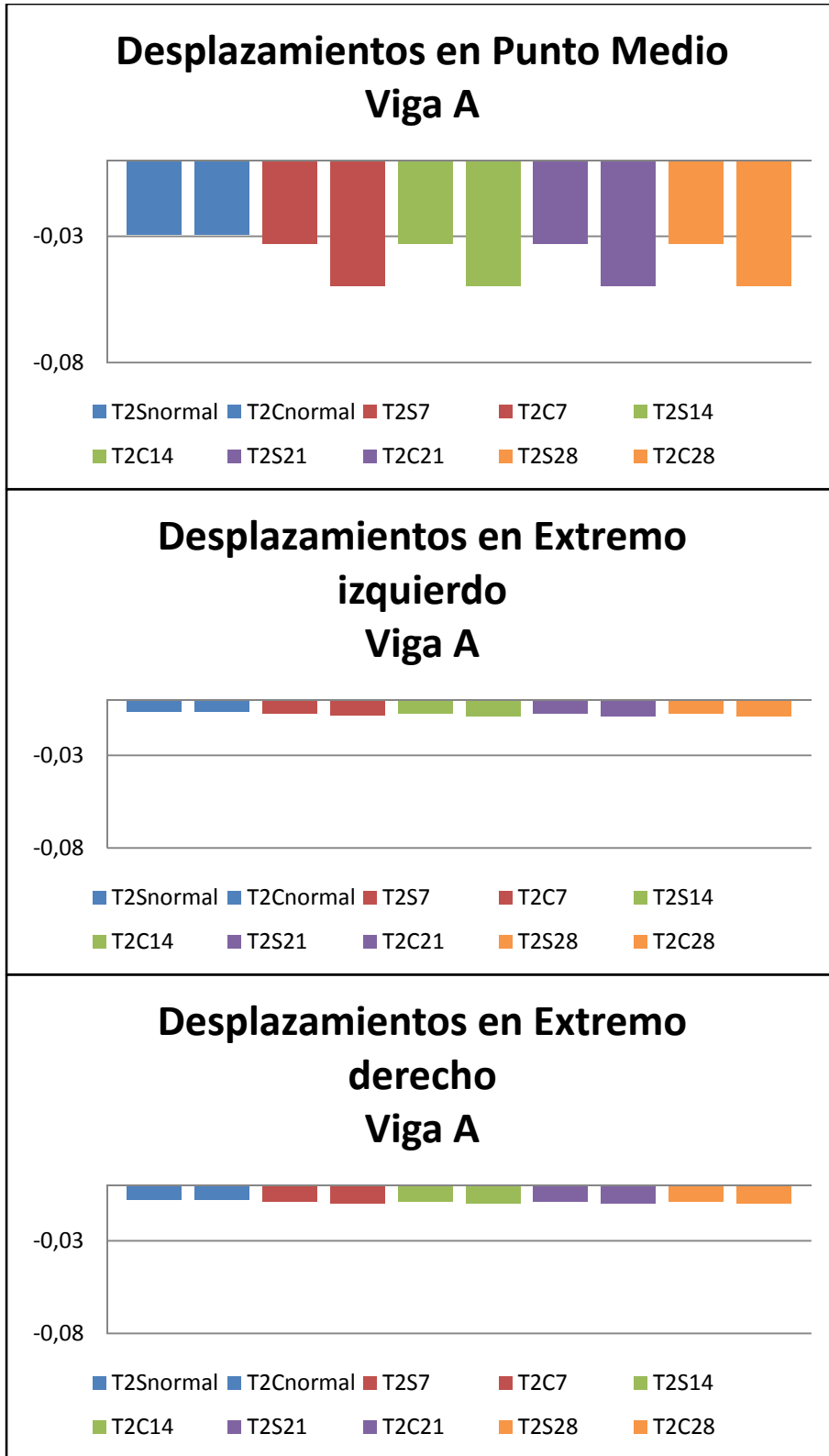


Figura 24a – Gráfico comparativo para la etapa final de los desplazamientos de la viga A

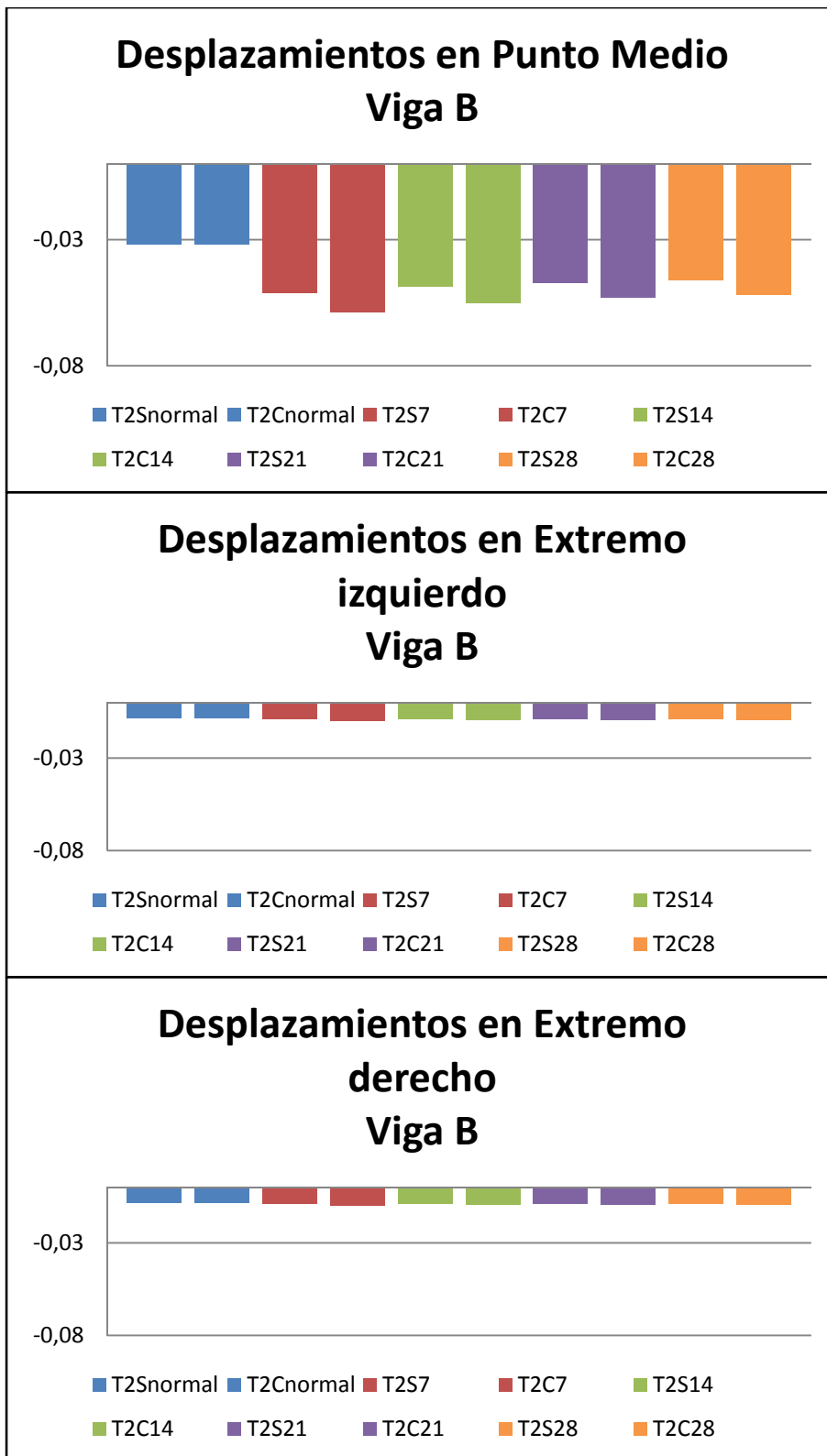


Figura 24b – Gráfico comparativo para la etapa final de los desplazamientos de la viga B

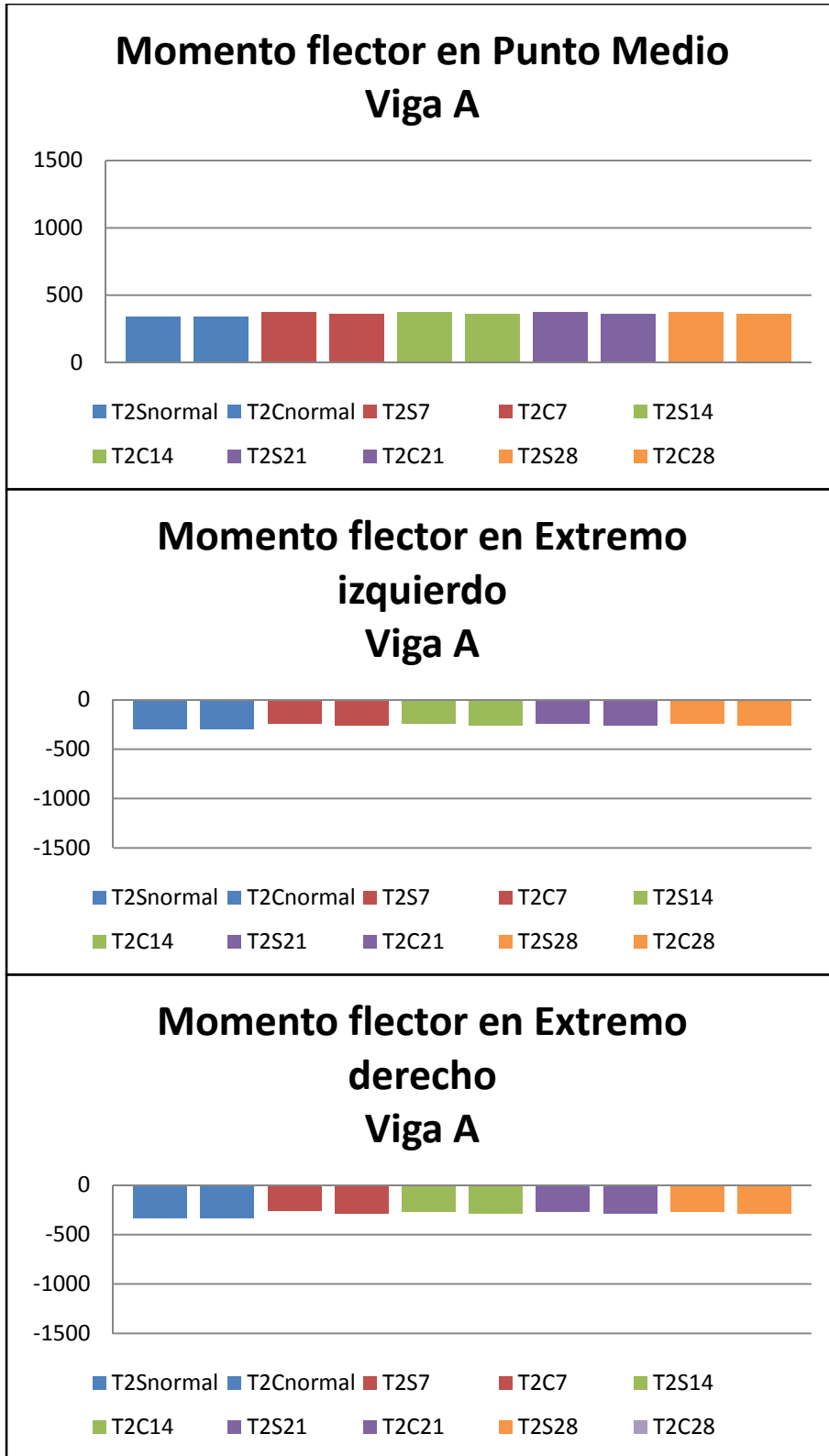


Figura 25a – Gráfico comparativo para la etapa final de los momentos flectores de la viga A

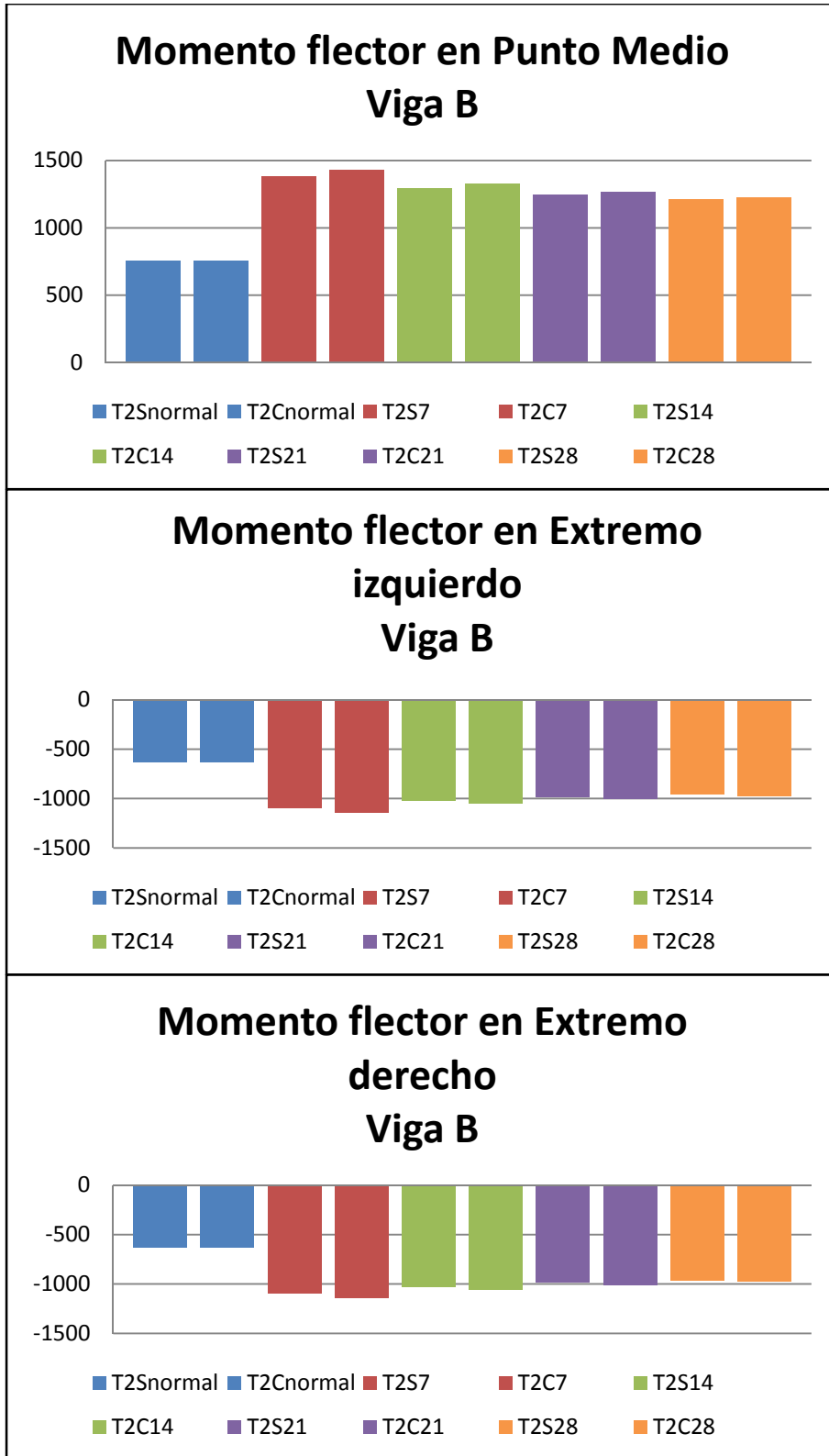


Figura 25b – Gráfico comparativo para la etapa final de los momentos flectores de la viga B

Tras analizar los gráficos, se puede apreciar que en los casos en que se contempla la variación del módulo de elasticidad en el tiempo, los desplazamientos tienden a ser más elevados que en los casos en que el módulo de elasticidad del hormigón es sostenido en tiempo. Este hecho tiene su fundamento en el funcionamiento del software utilizado, ya que cuando el usuario no sentencia al programa que haga variar el parámetro módulo de elasticidad con el tiempo, SAP2000 V10 asume el módulo de elasticidad fijo a través del tiempo, cuantificándolo como el esperado a los 28 días.

Lo que dice respecto a la comparación de los momentos flectores, por lo general éstos presentan un comportamiento asociado a los desplazamientos, es decir, al contemplar la variación del módulo de elasticidad con el tiempo, los valores son mayores que al contemplar un módulo fijo a lo largo de las etapas de construcción del edificio.

Siguiendo con el análisis, los extremos de ambas vigas no poseen gran dispersión en sus resultados, tanto para los tiempos de alzaprimados como para el análisis convencional, no así en sus respectivos puntos medios.

Para poder visualizar la importancia y diferencias producidas al contemplar la variación del módulo de elasticidad en el tiempo dentro del análisis de la estructura, se ha tomado como patrón de comparación los resultados obtenidos del análisis sin variación del módulo, los cuales se ilustran en las tablas 8a y 8b. Se debe destacar la simbología dentro de las tablas de resultados, la cual es:

- Δ : Diferencia cuantitativa de los desplazamientos y/o momentos flectores respecto a la medida patrón del análisis en estudio.
- $\Delta\%$: Diferencia porcentual de los desplazamientos y/o momentos flectores respecto a la medida patrón del análisis en estudio.

Tabla 8a – Comparación de la diferencia porcentual de los desplazamientos en la viga A

		Desplazamiento en punto medio (cm)				Desplazamiento en punto medio (cm)	
Caso	Real	Δ	$\Delta\%$	Caso	Real	Δ	$\Delta\%$
T2Snormal	-0,029362	0,000004	0,01	T2S7	-0,032904	-0,01686	51,24
T2Cnormal	-0,029358			T2C7	-0,049764		

Análisis convencional

Análisis secuencial con alzaprimado cada 7 días

		Desplazamiento en punto medio (cm)	
Caso	Real	Δ	$\Delta\%$
T2S14	-0,03292	-0,016813	51,07
T2C14	-0,049733		

Análisis secuencial con alzaprimado cada 14 días

		Desplazamiento en punto medio (cm)	
Caso	Real	Δ	$\Delta\%$
T2S21	-0,032928	-0,01678	50,96
T2C21	-0,049708		

Análisis secuencial con alzaprimado cada 21 días

		Desplazamiento en punto medio (cm)	
Caso	Real	Δ	$\Delta\%$
T2S28	-0,032931	-0,016748	50,86
T2C28	-0,049679		

Análisis secuencial con alzaprimado cada 28 días

Tabla 8b – Comparación de la diferencia porcentual de los desplazamientos en la viga B

		Desplazamiento en punto medio (cm)	
Caso	Real	Δ	$\Delta\%$
T2Snormal	-0,031835	0,000004	0,01
T2Cnormal	-0,031831		

Análisis convencional

		Desplazamiento en punto medio (cm)	
Caso	Real	Δ	$\Delta\%$
T2S7	-0,051003	-0,007542	14,79
T2C7	-0,058545		

Análisis secuencial con alzaprimado cada 7 días

		Desplazamiento en punto medio (cm)	
Caso	Real	Δ	$\Delta\%$
T2S14	-0,048489	-0,006554	13,52
T2C14	-0,055043		

Análisis secuencial con alzaprimado cada 14 días

		Desplazamiento en punto medio (cm)	
Caso	Real	Δ	$\Delta\%$
T2S21	-0,046978	-0,006010	12,79
T2C21	-0,052988		

Análisis secuencial con alzaprimado cada 21 días

		Desplazamiento en punto medio (cm)	
Caso	Real	Δ	$\Delta\%$
T2S28	-0,046038	-0,005668	12,31
T2C28	-0,051706		

Análisis secuencial con alzaprimado cada 28 días

Por lo visto en las tablas, se corroboran los resultados obtenidos en el estudio del tiempo de alzaprimado, el cual concluye que a mayor tiempo de alzaprimado de la estructura, ésta presenta menores desplazamientos.

En lo que se refiere a la variación de resultados al contemplar el módulo de elasticidad variable, se pudo establecer que las diferencias fluctúan entre un 0,01% para los casos en que no se consideran alzaprimas (tanto viga A como B), hasta un 51,24% al considerar 7 días de alzaprimado en la viga A. Llegando a la conclusión, que la consideración de la variación del módulo de elasticidad afecta de manera más importante a los elementos regulares del edificio en estudio.

Capítulo VI

Conclusiones

6.1 Contenido del Capítulo

En primer lugar se expone un resumen del trabajo realizado resaltando sus aspectos fundamentales y las principales conclusiones que se derivan del mismo.

Finalmente se presenta un resumen de los trabajos concretos a partir de los que se puede profundizar en las perspectivas que abiertas

6.2 Resumen y Conclusiones

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 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. Además, se han efectuado diversas mediciones experimentales en los sitios de construcción con el fin de verificar la exactitud y utilidad de los diferentes métodos analíticos.

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.

Tras visitar varias obras, se pudo constatar que los apuntalamientos de las losas en Chile, por lo general, son planificados por el profesional a cargo de la obra. Los calculistas no consideran en el diseño las cargas de construcción y, usualmente, delegan la responsabilidad de la planificación de estas faenas en los constructores, no existiendo una

real interdependencia entre el diseño y construcción de la obra. Además, quienes planifican dichas faenas, usualmente proceden de acuerdo a su experiencia personal y costumbres, más que a análisis estructurales de distribución de las cargas generadas durante el período de edificación, presentando una discrepancia importante en la cantidad y emplazamiento de los puntales y/o alzaprimas utilizadas en las obras.

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 C. 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:

- El tiempo de alzaprimado es inversamente proporcional a los desplazamientos desarrollados por la estructura al aplicar un análisis secuencial de carga, es decir, a mayor tiempo de alzaprimado de la estructura se obtienen menores desplazamientos. Cuantitativamente, el ejemplo arrojó un rango de diferencias entre un 3,48% hasta 83,92% en los desplazamientos de la estructura. Además se llegó a determinar un tiempo óptimo de alzaprimado, el cual es de 21 días.
- Al hacer variable el módulo de elasticidad en el tiempo durante el análisis secuencial de carga, hecho que considera el efecto de maduración del hormigón, se obtienen desplazamientos mayores en las edades iniciales que cuando se considera un módulo de elasticidad fijo en el tiempo. Al cuantificar dichas diferencias, el rango de desplazamientos obtenidos es de 0,01% hasta un 51,24%
- Lo que dice relación con la regularidad de los elementos estructurales, se puede afirmar que está incrementa el efecto de asociación de resultados obtenidos a través del análisis secuencial, es decir, hace más notoria la diferencia al contemplar o no la variación del módulo de elasticidad en las edades iniciales del hormigón.

Cabe destacar que todas las conclusiones antes expuestas, son válidas tanto para los desplazamientos como para los momentos flectores de la estructura estudiada.

Por último, el modelo estudiado ha demostrado con creces la eficiencia de este tipo de análisis, por lo que se recomienda la utilización de la herramienta “**Análisis secuencial por etapas**”, en especial en los edificios en donde el sistema constructivo contenga cargas de construcción importantes, respecto a las cargas de uso. No obstante, la implementación de la herramienta del software utilizado, no reviste mayor complejidad para los usuarios de SAP2000, pudiendo hacer este tipo de análisis a cualquier tipo de estructura.

6.3 Trabajos futuros

El estudio realizado ha permitido identificar algunos temas que podrían ser una prolongación y/o ampliación de la tarea llevada a cabo, éstos se exponen a continuación:

- Desarrollo de estructuras de gran altura contemplando un número estándar de niveles del sistema de soporte temporal.
- Análisis para edificios de gran altura, contemplando la etapa de cimentación;
- Bases para el diseño y colocación de alzaprimas y puntales, para la implementación de una norma nacional;

Bibliografía

ACI COMMITTEE 318. Building Code Requirements for reinforced concrete, Detroit, 1989.

ACI COMMITTEE 209. *Designing for creep and shrinkage in concrete structures*, SP-76, Detroit, 1982.

ACI COMMITTEE 347. *Guide to formwork for concrete*, Detroit, 1988.

ACI COMMITTEE 209R (1992). *Prediction of creep, shrinkage and temperatura effects in concrete structures*, Detroit, 1992.

ACI Formwork for concrete. SP-4, 1989. 464 p.

AGARWAL, R.K.; GARDNER, N.J. Form and shore requirements for multistory flat slab type buildings. *ACI Structural Journal*, v.71, N°11, Nov. 1974. 559-569 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7197 - Projeto de Estruturas de Concreto Protendido*. Rio de Janeiro, ABNT, 1989.

BRANSON, D.E. *Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams*. Report N° 7, Part I. Alabama Highway Research Department, Bureau of Public Roads, Aug. 1963. 1-78 p.

BS-8110 Structural Use of Concrete. British Standards Institution. London, 1985.

CEB-FIP Model Code for Concrete structures. Evaluation of the time dependent behaviour of concrete. *Bulletin d'information N°199*, Lausanne, 1990. 201 p.

CHOI, C.K.; KIM, E. Multistory frames under sequential gravity loads. *Journal of Structural Engeneering - ASCE*, v.111, N° 11, Nov.1985, 2373-2384 p.

CORRÊA, M.R.S. *Aperfeiçoamento de modelagens usualmente empregadas no projeto de sistemas estruturais de edifícios*. São Carlos (SP). Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1991.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. Considerações sobre a evolução dos esforços solicitantes nas estruturas de concreto armado. *Seminário de dosagem e controle dos concretos estruturais*. ENCOL S/A, Jul-Set 1993. 22-50 p.

- FATTAL, S.G. *Evaluation of construction loads in multistory concrete building*. National Institute of Standards and Technology. NBS Building Science Series, N° 146, Gaithersburg, MD, 1983. 139 p.
- GARDNER, N.J.; ZHAO, J.W. Creep and shrinkage revisited. *ACI Materials Journal*, v.90, No 3, May-June, 1993. 236-246 p.
- GARDNER, N.J. Shoring, reshoring and safety. *Concrete International*, v.7, No 4, Apr., 1985. 28-34 p.
- GARDNER, N.J.; POON, S.M. Time and temperature effects on tensile, bond and compressive strengths. *ACI Journal, Proceedings*, v.73, N° 7, July, 1976. 405-409 p.
- GRAHAM, C.J. *Deflection of reinforced concrete slabs under construction loading*. Thesis, Master of Science. University of Alberta, Edmonton, 1984.
- GRUNDY, P.; KABAILA, A. Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings. *ACI Structural Journal*, v.60, N° 12, Dec. 1963. 1729-1738 p.
- LASISI, M.Y.; NG, S.F. Construction loads imposed on high-rise floor slabs. *Concrete International*, v.1, N° 2, Feb. 1979. 24-29 p.
- LEE, H.M. et al. Analysis of construction loads on slabs and shores by personal computer. *Concrete International Design and Construction*, v.10, N° 6, 1988. 21-30 p.
- LEVY, S.; HELENE, P. Cura: como, quando e porquê. *REVISTA TÉCNICA*, N° 20, Jan/Fev. 1996. 18-21 p.
- MOSSALAM, K.; CHEN, W.F. Construction load distributions for laterally braced framework. *ACI Structural Journal*, v.89, N° 4, July-Aug. 1992. 415-424 p.
- NCH-170.OF1985. Hormigón – Requisitos generales. Santiago, Chile. Instituto Nacional de Normalización, 1985. 17 p.
- NCH-433.OF1996. Diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile. Instituto Nacional de Normalización, 1996. 20 p.
- OSHA - Occupational Safety and Health Administration. *Safety and health regulations for construction*. U.S. Department of Labor, Washington, 29 CFR, Part 1926, 1972. 97 p.
- PRICE, H.W. Factors influencing concrete strength. *ACI Journal*, N° 47, Feb. 1951. 417-432 p.
- SBAROUNIS, J.A. Multistory flat plate buildings - construction loads and immediate deflections. *Concrete International*, v.6, N° 2, Feb. 1984. 70-77 p.

SELVARAJ, S.; SHARMA, S.P. Influence of construction sequence on the stresses in tall building frames. *Regional Conference on Tall Buildings*, Bangkok, Jan. 1974. 197-211 p.

WAI-FAH CHEN et al. Construction load analysis for concrete structures. *Journal of Structural Engineering - ASCE*, v.111, N° 5, May. 1985. 1019-1036 p.

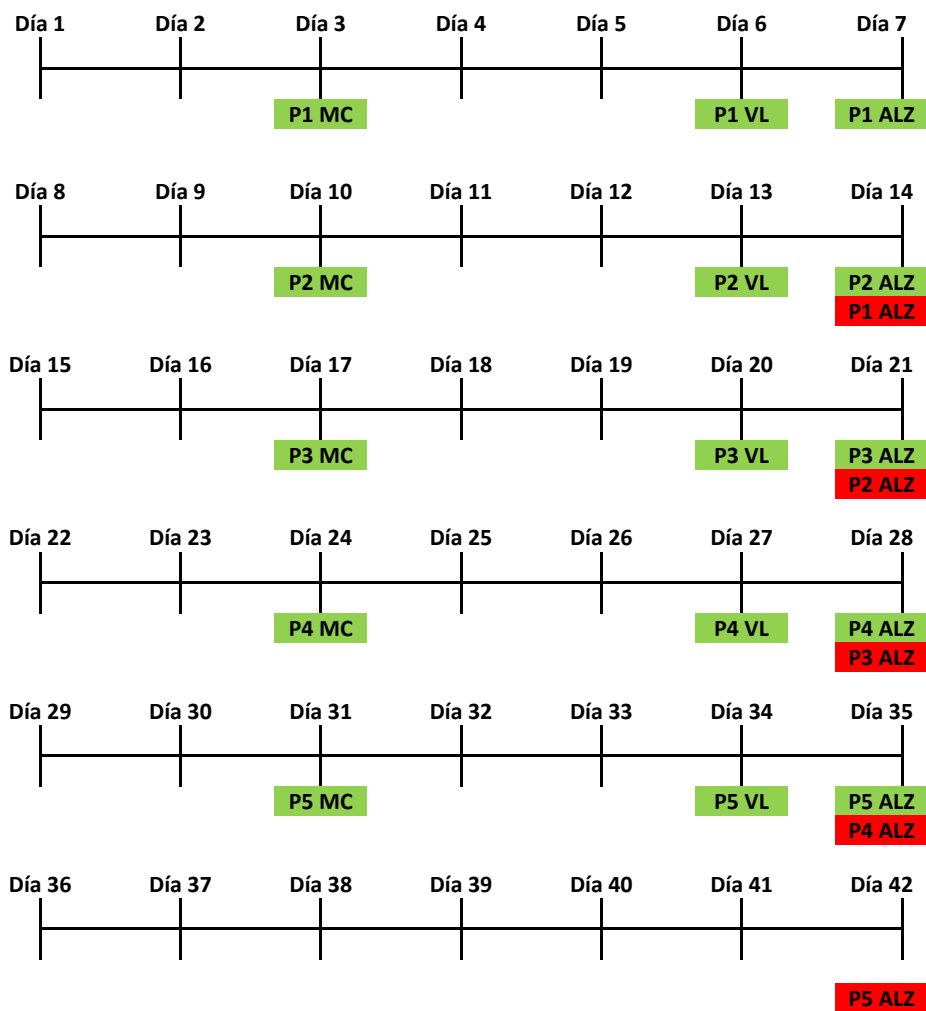
WAI-FAH CHEN et al. Construction load distributions for laterally braced framework. *ACI Structural Journal*, v.89, N° 4, July-Aug. 1992. 415-424 p.

WAI-FAH CHEN et al. Determining shoring loads for reinforced concrete construction. *ACI Structural Journal*, v.88, N° 3, May-June 1991. 340-350 p.

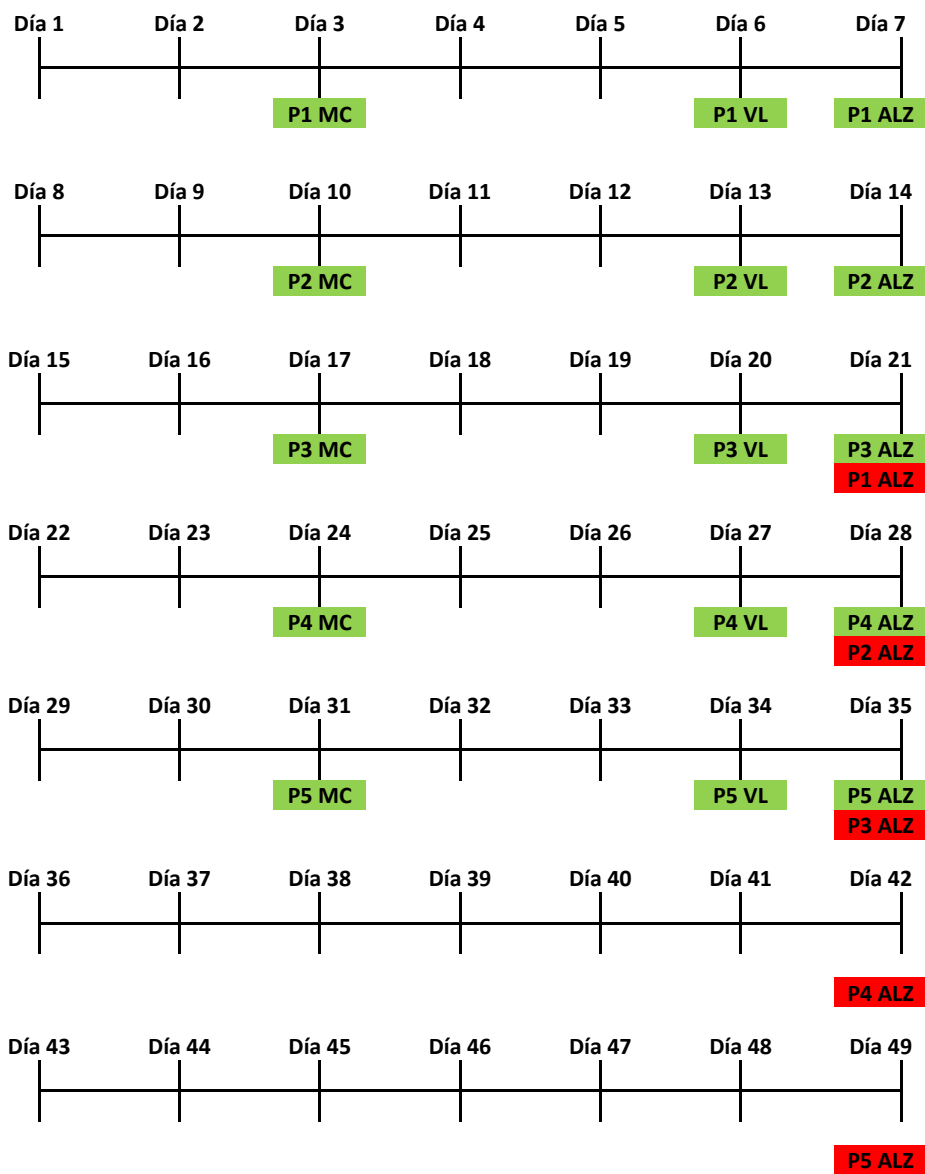
ANEXOS

A Cronogramas de alzaprimados para los distintos períodos

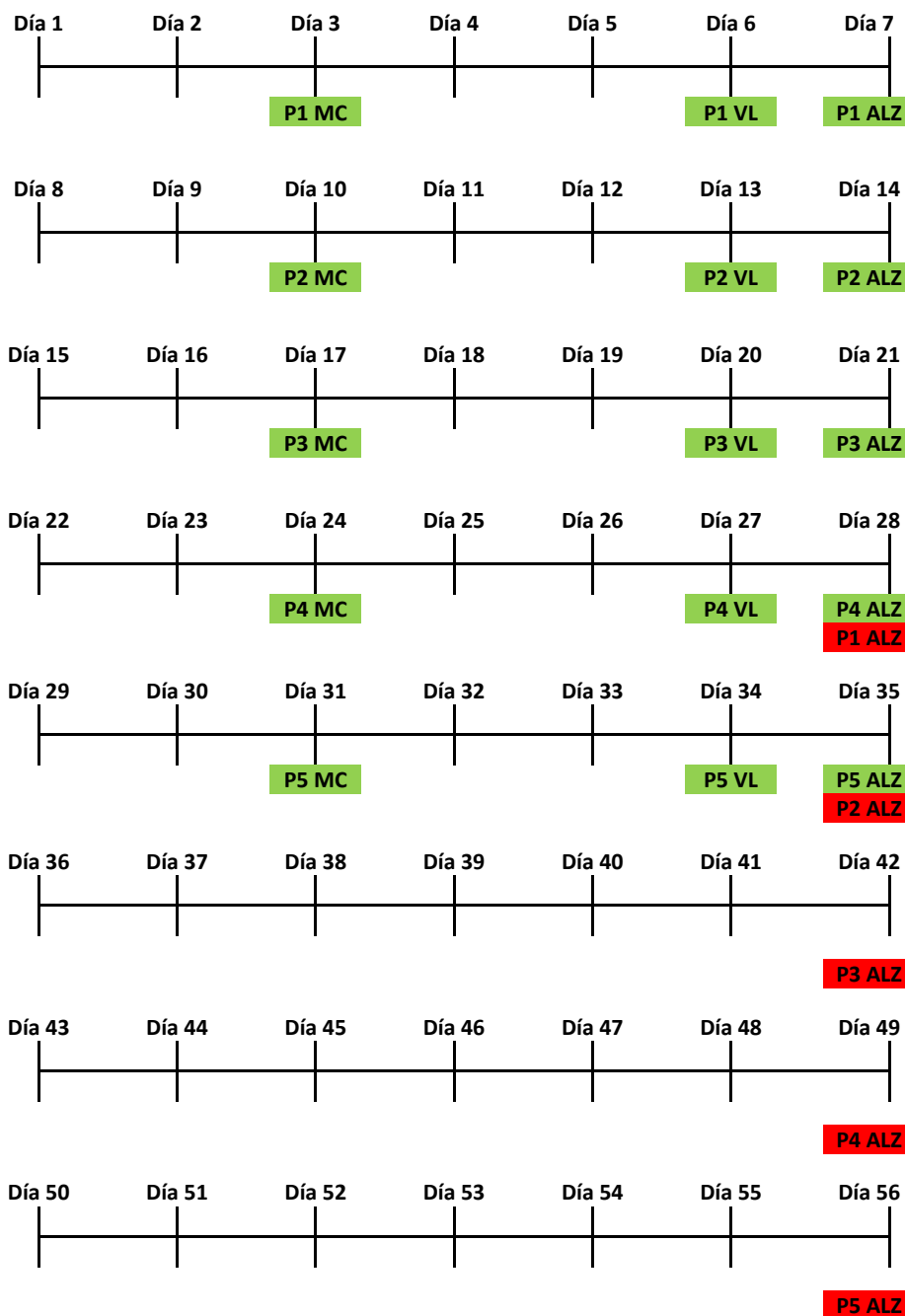
A.1 Alzaprimado cada 7 días



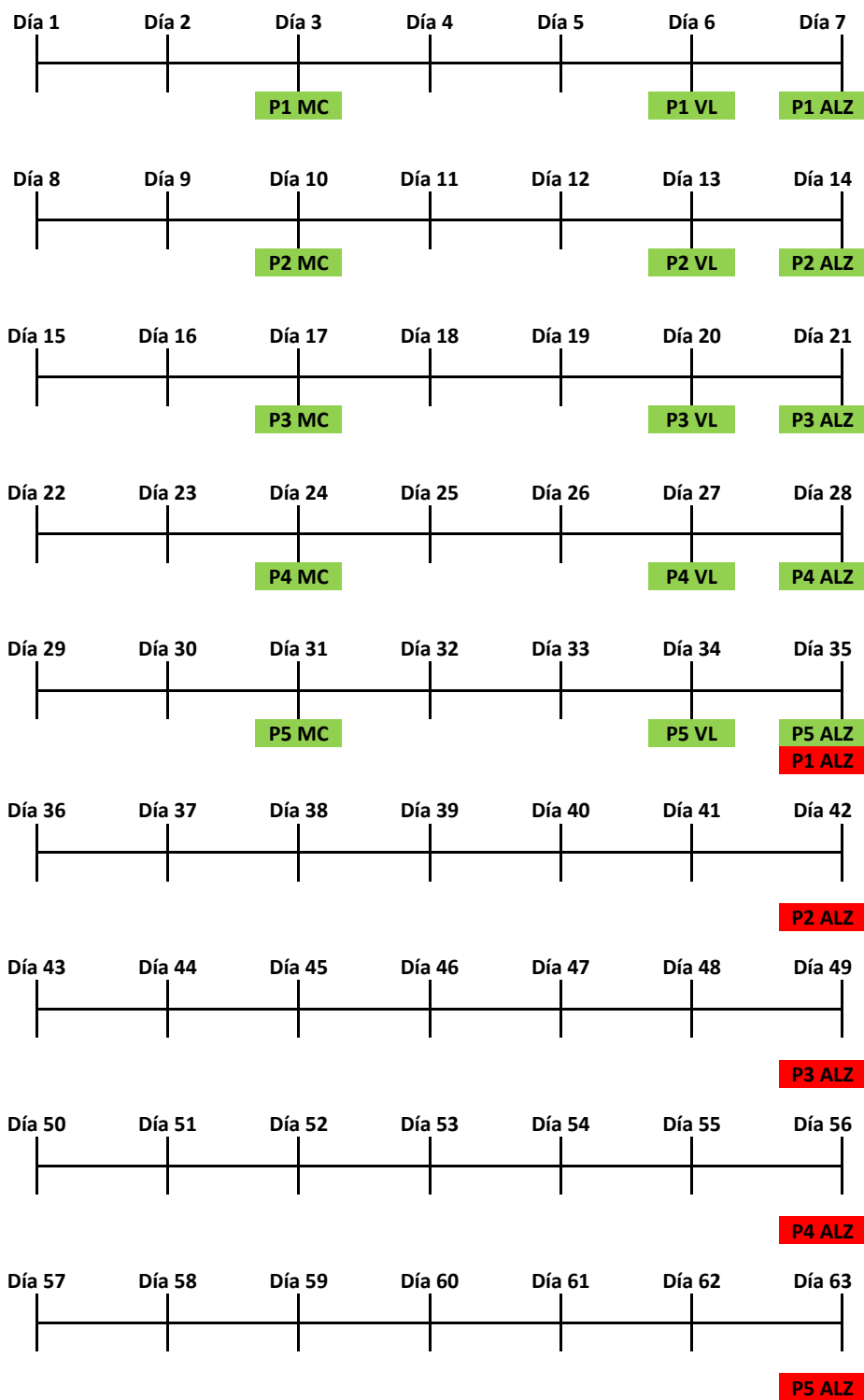
A.2 Alzaprimado cada 14 días



A.3 Alzaprimado cada 21 días



A.4 Alzaprimado cada 28 días



B Tabla de los desplazamientos en el punto medio de los elementos estructurales estudiados

B.1 Viga A

Caso	:	T2Snormal
Step	1	-0,029362

Caso	:	T2Cnormal
Step	1	-0,029358

Caso	:	T2S7
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,027743
Step	4	-0,027743
Step	5	-0,027832
Step	6	-0,027832
Step	7	-0,028
Step	8	-0,028
Step	9	-0,028193
Step	10	-0,028193
Step	11	-0,028957
Step	12	-0,029395
Step	13	-0,029395
Step	14	-0,030208
Step	15	-0,030208
Step	16	-0,031273
Step	17	-0,031273

Caso	:	T2C7
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,044444
Step	4	-0,044444
Step	5	-0,044538
Step	6	-0,044538
Step	7	-0,0447
Step	8	-0,0447
Step	9	-0,044893
Step	10	-0,044893
Step	11	-0,045719
Step	12	-0,046213
Step	13	-0,046213
Step	14	-0,047069
Step	15	-0,047069
Step	16	-0,048177
Step	17	-0,048177

Step	18	-0,030347
Step	19	-0,030371
Step	20	-0,030371
Step	21	-0,030968
Step	22	-0,030968
Step	23	-0,031741
Step	24	-0,031741
Step	25	-0,031713
Step	26	-0,031737
Step	27	-0,031737
Step	28	-0,03234
Step	29	-0,03234
Step	30	-0,032928
Step	31	-0,032928
Step	32	-0,032904
Step	33	-0,032921
Step	34	-0,032921
Step	35	-0,032904

Step	18	-0,047196
Step	19	-0,047221
Step	20	-0,047221
Step	21	-0,047824
Step	22	-0,047824
Step	23	-0,048607
Step	24	-0,048607
Step	25	-0,048579
Step	26	-0,048603
Step	27	-0,048603
Step	28	-0,049202
Step	29	-0,049202
Step	30	-0,049788
Step	31	-0,049788
Step	32	-0,049764
Step	33	-0,049781
Step	34	-0,049781
Step	35	-0,049764

Caso	:	T2S14
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,027746
Step	4	-0,027746
Step	5	-0,027835
Step	6	-0,027835

Caso	:	T2C14
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,044444
Step	4	-0,044444
Step	5	-0,044538
Step	6	-0,044538

Step	7	-0,028004
Step	8	-0,028004
Step	9	-0,028197
Step	10	-0,028197
Step	11	-0,028323
Step	12	-0,028323
Step	13	-0,028658
Step	14	-0,028658
Step	15	-0,029102
Step	16	-0,029102
Step	17	-0,031002
Step	18	-0,031255
Step	19	-0,031255
Step	20	-0,032242
Step	21	-0,032242
Step	22	-0,033503
Step	23	-0,033503
Step	24	-0,031757
Step	25	-0,03178
Step	26	-0,03178
Step	27	-0,032384
Step	28	-0,032384
Step	29	-0,032974
Step	30	-0,032974
Step	31	-0,032944
Step	32	-0,032961

Step	7	-0,0447
Step	8	-0,0447
Step	9	-0,044893
Step	10	-0,044893
Step	11	-0,045026
Step	12	-0,045026
Step	13	-0,045362
Step	14	-0,045362
Step	15	-0,045812
Step	16	-0,045812
Step	17	-0,047802
Step	18	-0,048079
Step	19	-0,048079
Step	20	-0,049088
Step	21	-0,049088
Step	22	-0,050375
Step	23	-0,050375
Step	24	-0,048574
Step	25	-0,048598
Step	26	-0,048598
Step	27	-0,049198
Step	28	-0,049198
Step	29	-0,049785
Step	30	-0,049785
Step	31	-0,049756
Step	32	-0,049773

Step	33	-0,032961
Step	34	-0,032937
Step	35	-0,032937
Step	36	-0,03292

Step	33	-0,049773
Step	34	-0,049749
Step	35	-0,049749
Step	36	-0,049733

Caso	:	T2S21
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,027746
Step	4	-0,027746
Step	5	-0,027835
Step	6	-0,027835
Step	7	-0,028004
Step	8	-0,028004
Step	9	-0,028197
Step	10	-0,028197
Step	11	-0,028323
Step	12	-0,028323
Step	13	-0,028658
Step	14	-0,028658
Step	15	-0,029102
Step	16	-0,029102
Step	17	-0,02918
Step	18	-0,02918
Step	19	-0,029608
Step	20	-0,029608

Caso	:	T2C21
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,044444
Step	4	-0,044444
Step	5	-0,044538
Step	6	-0,044538
Step	7	-0,0447
Step	8	-0,0447
Step	9	-0,044893
Step	10	-0,044893
Step	11	-0,045026
Step	12	-0,045026
Step	13	-0,045362
Step	14	-0,045362
Step	15	-0,045812
Step	16	-0,045812
Step	17	-0,045894
Step	18	-0,045894
Step	19	-0,046323
Step	20	-0,046323

Step	21	-0,030164
Step	22	-0,030164
Step	23	-0,033263
Step	24	-0,033432
Step	25	-0,033432
Step	26	-0,034527
Step	27	-0,034527
Step	28	-0,035573
Step	29	-0,035573
Step	30	-0,03298
Step	31	-0,032996
Step	32	-0,032996
Step	33	-0,032969
Step	34	-0,032969
Step	35	-0,032945
Step	36	-0,032945
Step	37	-0,032928

Step	21	-0,046884
Step	22	-0,046884
Step	23	-0,050057
Step	24	-0,050238
Step	25	-0,050238
Step	26	-0,051335
Step	27	-0,051335
Step	28	-0,05238
Step	29	-0,05238
Step	30	-0,049759
Step	31	-0,049775
Step	32	-0,049775
Step	33	-0,049748
Step	34	-0,049748
Step	35	-0,049725
Step	36	-0,049725
Step	37	-0,049708

Caso	:	T2S28
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,027746
Step	4	-0,027746
Step	5	-0,027835
Step	6	-0,027835
Step	7	-0,028004

Caso	:	T2C28
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,044444
Step	4	-0,044444
Step	5	-0,044538
Step	6	-0,044538
Step	7	-0,0447

Step	8	-0,028004
Step	9	-0,028197
Step	10	-0,028197
Step	11	-0,028323
Step	12	-0,028323
Step	13	-0,028658
Step	14	-0,028658
Step	15	-0,029102
Step	16	-0,029102
Step	17	-0,02918
Step	18	-0,02918
Step	19	-0,029608
Step	20	-0,029608
Step	21	-0,030164
Step	22	-0,030164
Step	23	-0,030217
Step	24	-0,030217
Step	25	-0,030696
Step	26	-0,030696
Step	27	-0,031159
Step	28	-0,031159
Step	29	-0,035415
Step	30	-0,035532
Step	31	-0,035532
Step	32	-0,032998
Step	33	-0,032998

Step	8	-0,0447
Step	9	-0,044893
Step	10	-0,044893
Step	11	-0,045026
Step	12	-0,045026
Step	13	-0,045362
Step	14	-0,045362
Step	15	-0,045812
Step	16	-0,045812
Step	17	-0,045894
Step	18	-0,045894
Step	19	-0,046323
Step	20	-0,046323
Step	21	-0,046884
Step	22	-0,046884
Step	23	-0,046941
Step	24	-0,046941
Step	25	-0,047418
Step	26	-0,047418
Step	27	-0,04788
Step	28	-0,04788
Step	29	-0,052161
Step	30	-0,052285
Step	31	-0,052285
Step	32	-0,049744
Step	33	-0,049744

Step	34	-0,032971
Step	35	-0,032971
Step	36	-0,032948
Step	37	-0,032948
Step	38	-0,032931

Step	34	-0,049718
Step	35	-0,049718
Step	36	-0,049695
Step	37	-0,049695
Step	38	-0,049679

B.2 Viga B

Caso	:	T2Snormal
Step	1	-0,031835

Caso	:	T2Cnormal
Step	1	-0,031831

Caso	:	T2S7
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,004575
Step	4	-0,004575
Step	5	-0,004622
Step	6	-0,004622
Step	7	-0,013784
Step	8	-0,013784
Step	9	-0,01627
Step	10	-0,01627
Step	11	-0,021983
Step	12	-0,022026
Step	13	-0,022026
Step	14	-0,030236
Step	15	-0,030236
Step	16	-0,03376
Step	17	-0,03376
Step	18	-0,033801
Step	19	-0,033862
Step	20	-0,033862

Caso	:	T2C7
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,007639
Step	4	-0,007639
Step	5	-0,007691
Step	6	-0,007691
Step	7	-0,017184
Step	8	-0,017184
Step	9	-0,019971
Step	10	-0,019971
Step	11	-0,027149
Step	12	-0,027196
Step	13	-0,027196
Step	14	-0,036359
Step	15	-0,036359
Step	16	-0,040327
Step	17	-0,040327
Step	18	-0,040369
Step	19	-0,040433
Step	20	-0,040433

Step	21	-0,039626
Step	22	-0,039626
Step	23	-0,043017
Step	24	-0,043017
Step	25	-0,042963
Step	26	-0,043031
Step	27	-0,043031
Step	28	-0,047766
Step	29	-0,047766
Step	30	-0,051064
Step	31	-0,051064
Step	32	-0,051003
Step	33	-0,051075
Step	34	-0,051075
Step	35	-0,051003

Step	21	-0,046625
Step	22	-0,046625
Step	23	-0,050244
Step	24	-0,050244
Step	25	-0,05019
Step	26	-0,050259
Step	27	-0,050259
Step	28	-0,055202
Step	29	-0,055202
Step	30	-0,058606
Step	31	-0,058606
Step	32	-0,058544
Step	33	-0,058617
Step	34	-0,058617
Step	35	-0,058545

Caso	:	T2S14
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,004575
Step	4	-0,004575
Step	5	-0,004622
Step	6	-0,004622
Step	7	-0,013786
Step	8	-0,013786
Step	9	-0,016273

Caso	:	T2C14
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,007639
Step	4	-0,007639
Step	5	-0,007691
Step	6	-0,007691
Step	7	-0,017184
Step	8	-0,017184
Step	9	-0,019971

Step	10	-0,016273
Step	11	-0,016313
Step	12	-0,016313
Step	13	-0,021922
Step	14	-0,021922
Step	15	-0,024473
Step	16	-0,024473
Step	17	-0,031217
Step	18	-0,031264
Step	19	-0,031264
Step	20	-0,036969
Step	21	-0,036969
Step	22	-0,040293
Step	23	-0,040293
Step	24	-0,040505
Step	25	-0,040569
Step	26	-0,040569
Step	27	-0,045298
Step	28	-0,045298
Step	29	-0,048586
Step	30	-0,048586
Step	31	-0,048549
Step	32	-0,048619
Step	33	-0,048619
Step	34	-0,048562
Step	35	-0,048562

Step	10	-0,019971
Step	11	-0,020014
Step	12	-0,020014
Step	13	-0,026037
Step	14	-0,026037
Step	15	-0,028784
Step	16	-0,028784
Step	17	-0,036797
Step	18	-0,036846
Step	19	-0,036846
Step	20	-0,042976
Step	21	-0,042976
Step	22	-0,046524
Step	23	-0,046524
Step	24	-0,046742
Step	25	-0,046808
Step	26	-0,046808
Step	27	-0,051743
Step	28	-0,051743
Step	29	-0,055137
Step	30	-0,055137
Step	31	-0,0551
Step	32	-0,05517
Step	33	-0,05517
Step	34	-0,055114
Step	35	-0,055114

Step	36	-0,048489
------	----	-----------

Step	36	-0,055043
------	----	-----------

Caso	:	T2S21
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,004575
Step	4	-0,004575
Step	5	-0,004622
Step	6	-0,004622
Step	7	-0,013786
Step	8	-0,013786
Step	9	-0,016273
Step	10	-0,016273
Step	11	-0,016313
Step	12	-0,016313
Step	13	-0,021922
Step	14	-0,021922
Step	15	-0,024473
Step	16	-0,024473
Step	17	-0,024513
Step	18	-0,024513
Step	19	-0,028799
Step	20	-0,028799
Step	21	-0,03136
Step	22	-0,03136
Step	23	-0,038795

Caso	:	T2C21
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,007639
Step	4	-0,007639
Step	5	-0,007691
Step	6	-0,007691
Step	7	-0,017184
Step	8	-0,017184
Step	9	-0,019971
Step	10	-0,019971
Step	11	-0,020014
Step	12	-0,020014
Step	13	-0,026037
Step	14	-0,026037
Step	15	-0,028784
Step	16	-0,028784
Step	17	-0,028825
Step	18	-0,028825
Step	19	-0,033348
Step	20	-0,033348
Step	21	-0,036024
Step	22	-0,036024
Step	23	-0,044486

Step	24	-0,038849
Step	25	-0,038849
Step	26	-0,043506
Step	27	-0,043506
Step	28	-0,046718
Step	29	-0,046718
Step	30	-0,047084
Step	31	-0,047151
Step	32	-0,047151
Step	33	-0,047114
Step	34	-0,047114
Step	35	-0,04705
Step	36	-0,04705
Step	37	-0,046978

Step	24	-0,04454
Step	25	-0,04454
Step	26	-0,049403
Step	27	-0,049403
Step	28	-0,052718
Step	29	-0,052718
Step	30	-0,053089
Step	31	-0,053156
Step	32	-0,053156
Step	33	-0,05312
Step	34	-0,05312
Step	35	-0,053058
Step	36	-0,053058
Step	37	-0,052988

Caso	:	T2S28
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,004575
Step	4	-0,004575
Step	5	-0,004622
Step	6	-0,004622
Step	7	-0,013786
Step	8	-0,013786
Step	9	-0,016273
Step	10	-0,016273

Caso	:	T2C28
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,007639
Step	4	-0,007639
Step	5	-0,007691
Step	6	-0,007691
Step	7	-0,017184
Step	8	-0,017184
Step	9	-0,019971
Step	10	-0,019971

Step	11	-0,016313
Step	12	-0,016313
Step	13	-0,021922
Step	14	-0,021922
Step	15	-0,024473
Step	16	-0,024473
Step	17	-0,024513
Step	18	-0,024513
Step	19	-0,028799
Step	20	-0,028799
Step	21	-0,03136
Step	22	-0,03136
Step	23	-0,031403
Step	24	-0,031403
Step	25	-0,035051
Step	26	-0,035051
Step	27	-0,037597
Step	28	-0,037597
Step	29	-0,045783
Step	30	-0,045842
Step	31	-0,045842
Step	32	-0,046218
Step	33	-0,046218
Step	34	-0,046177
Step	35	-0,046177
Step	36	-0,046112

Step	11	-0,020014
Step	12	-0,020014
Step	13	-0,026037
Step	14	-0,026037
Step	15	-0,028784
Step	16	-0,028784
Step	17	-0,028825
Step	18	-0,028825
Step	19	-0,033348
Step	20	-0,033348
Step	21	-0,036024
Step	22	-0,036024
Step	23	-0,036067
Step	24	-0,036067
Step	25	-0,039844
Step	26	-0,039844
Step	27	-0,042444
Step	28	-0,042444
Step	29	-0,051446
Step	30	-0,051504
Step	31	-0,051504
Step	32	-0,051879
Step	33	-0,051879
Step	34	-0,05184
Step	35	-0,05184
Step	36	-0,051777

Step	37	-0,046112
Step	38	-0,046038

Step	37	-0,051777
Step	38	-0,051706

B.3 Losa

Caso	:	T2Snormal
Step	1	-0,155544

Caso	:	T2Cnormal
Step	1	-0,155523

Caso	:	T2S7
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,156196
Step	4	-0,156196
Step	5	-0,156327
Step	6	-0,156327
Step	7	-0,156276
Step	8	-0,156276
Step	9	-0,15623
Step	10	-0,15623
Step	11	-0,15672
Step	12	-0,159141
Step	13	-0,159141
Step	14	-0,16013
Step	15	-0,16013
Step	16	-0,160904
Step	17	-0,160904
Step	18	-0,158214
Step	19	-0,158228
Step	20	-0,158228

Caso	:	T2C7
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,26206
Step	4	-0,26206
Step	5	-0,262189
Step	6	-0,262189
Step	7	-0,262142
Step	8	-0,262142
Step	9	-0,262101
Step	10	-0,262101
Step	11	-0,26242
Step	12	-0,265186
Step	13	-0,265186
Step	14	-0,266215
Step	15	-0,266215
Step	16	-0,266944
Step	17	-0,266944
Step	18	-0,264114
Step	19	-0,264127
Step	20	-0,264127

Step	21	-0,158875
Step	22	-0,158875
Step	23	-0,159625
Step	24	-0,159625
Step	25	-0,159608
Step	26	-0,15963
Step	27	-0,15963
Step	28	-0,16027
Step	29	-0,16027
Step	30	-0,160977
Step	31	-0,160977
Step	32	-0,160956
Step	33	-0,160975
Step	34	-0,160975
Step	35	-0,160956

Step	21	-0,264784
Step	22	-0,264784
Step	23	-0,265539
Step	24	-0,265539
Step	25	-0,265521
Step	26	-0,265543
Step	27	-0,265543
Step	28	-0,266182
Step	29	-0,266182
Step	30	-0,266887
Step	31	-0,266887
Step	32	-0,266866
Step	33	-0,266886
Step	34	-0,266886
Step	35	-0,266867

Caso	:	T2S14
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,156217
Step	4	-0,156217
Step	5	-0,156347
Step	6	-0,156347
Step	7	-0,156297
Step	8	-0,156297
Step	9	-0,156251

Caso	:	T2C14
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,26206
Step	4	-0,26206
Step	5	-0,262189
Step	6	-0,262189
Step	7	-0,262142
Step	8	-0,262142
Step	9	-0,262101

Step	10	-0,156251
Step	11	-0,156516
Step	12	-0,156516
Step	13	-0,156442
Step	14	-0,156442
Step	15	-0,156348
Step	16	-0,156348
Step	17	-0,160673
Step	18	-0,162223
Step	19	-0,162223
Step	20	-0,163541
Step	21	-0,163541
Step	22	-0,16482
Step	23	-0,16482
Step	24	-0,159638
Step	25	-0,159654
Step	26	-0,159654
Step	27	-0,16029
Step	28	-0,16029
Step	29	-0,160993
Step	30	-0,160993
Step	31	-0,160998
Step	32	-0,161018
Step	33	-0,161018
Step	34	-0,160996
Step	35	-0,160996

Step	10	-0,262101
Step	11	-0,262369
Step	12	-0,262369
Step	13	-0,262284
Step	14	-0,262284
Step	15	-0,262181
Step	16	-0,262181
Step	17	-0,266504
Step	18	-0,268216
Step	19	-0,268216
Step	20	-0,269549
Step	21	-0,269549
Step	22	-0,270793
Step	23	-0,270793
Step	24	-0,26548
Step	25	-0,265496
Step	26	-0,265496
Step	27	-0,26613
Step	28	-0,26613
Step	29	-0,266832
Step	30	-0,266832
Step	31	-0,266836
Step	32	-0,266855
Step	33	-0,266855
Step	34	-0,266834
Step	35	-0,266834

Step	36	-0,160977
------	----	-----------

Step	36	-0,266815
------	----	-----------

Caso	:	T2S21
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,156217
Step	4	-0,156217
Step	5	-0,156347
Step	6	-0,156347
Step	7	-0,156297
Step	8	-0,156297
Step	9	-0,156251
Step	10	-0,156251
Step	11	-0,156516
Step	12	-0,156516
Step	13	-0,156442
Step	14	-0,156442
Step	15	-0,156348
Step	16	-0,156348
Step	17	-0,156594
Step	18	-0,156594
Step	19	-0,156587
Step	20	-0,156587
Step	21	-0,156562
Step	22	-0,156562
Step	23	-0,1635

Caso	:	T2C21
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,26206
Step	4	-0,26206
Step	5	-0,262189
Step	6	-0,262189
Step	7	-0,262142
Step	8	-0,262142
Step	9	-0,262101
Step	10	-0,262101
Step	11	-0,262369
Step	12	-0,262369
Step	13	-0,262284
Step	14	-0,262284
Step	15	-0,262181
Step	16	-0,262181
Step	17	-0,262434
Step	18	-0,262434
Step	19	-0,262409
Step	20	-0,262409
Step	21	-0,262367
Step	22	-0,262367
Step	23	-0,269266

Step	24	-0,164596
Step	25	-0,164596
Step	26	-0,166238
Step	27	-0,166238
Step	28	-0,167848
Step	29	-0,167848
Step	30	-0,160983
Step	31	-0,160999
Step	32	-0,160999
Step	33	-0,161004
Step	34	-0,161004
Step	35	-0,160981
Step	36	-0,160981
Step	37	-0,160961

Step	24	-0,270452
Step	25	-0,270452
Step	26	-0,272084
Step	27	-0,272084
Step	28	-0,273658
Step	29	-0,273658
Step	30	-0,266745
Step	31	-0,266761
Step	32	-0,266761
Step	33	-0,266765
Step	34	-0,266765
Step	35	-0,266743
Step	36	-0,266743
Step	37	-0,266724

Caso	:	T2S28
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,156217
Step	4	-0,156217
Step	5	-0,156347
Step	6	-0,156347
Step	7	-0,156297
Step	8	-0,156297
Step	9	-0,156251
Step	10	-0,156251

Caso	:	T2C28
Step	1	0
Step	2	0
Step	3	-0,26206
Step	4	-0,26206
Step	5	-0,262189
Step	6	-0,262189
Step	7	-0,262142
Step	8	-0,262142
Step	9	-0,262101
Step	10	-0,262101

Step	11	-0,156516
Step	12	-0,156516
Step	13	-0,156442
Step	14	-0,156442
Step	15	-0,156348
Step	16	-0,156348
Step	17	-0,156594
Step	18	-0,156594
Step	19	-0,156587
Step	20	-0,156587
Step	21	-0,156562
Step	22	-0,156562
Step	23	-0,156772
Step	24	-0,156772
Step	25	-0,156866
Step	26	-0,156866
Step	27	-0,15695
Step	28	-0,15695
Step	29	-0,166541
Step	30	-0,167351
Step	31	-0,167351
Step	32	-0,160994
Step	33	-0,160994
Step	34	-0,160994
Step	35	-0,160994
Step	36	-0,160971

Step	11	-0,262369
Step	12	-0,262369
Step	13	-0,262284
Step	14	-0,262284
Step	15	-0,262181
Step	16	-0,262181
Step	17	-0,262434
Step	18	-0,262434
Step	19	-0,262409
Step	20	-0,262409
Step	21	-0,262367
Step	22	-0,262367
Step	23	-0,262585
Step	24	-0,262585
Step	25	-0,262661
Step	26	-0,262661
Step	27	-0,262729
Step	28	-0,262729
Step	29	-0,272175
Step	30	-0,273039
Step	31	-0,273039
Step	32	-0,266677
Step	33	-0,266677
Step	34	-0,266677
Step	35	-0,266677
Step	36	-0,266655

Step	37	-0,160971
Step	38	-0,160952

Step	37	-0,266655
Step	38	-0,266637

C Tutorial de la herramienta “Análisis Secuencial por Etapas” para SAP2000 V10

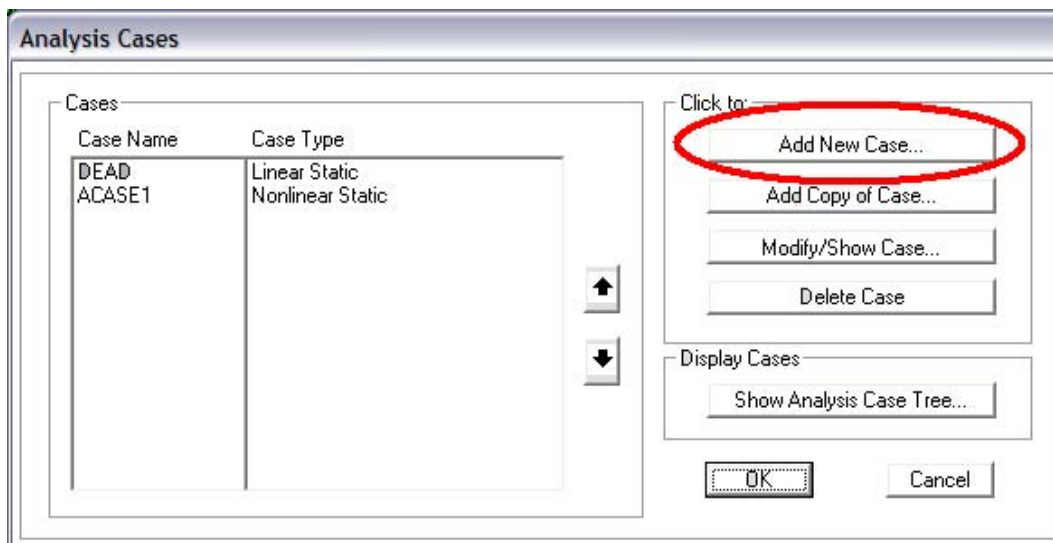
Se asumirá el hecho de que el usuario sabe utilizar el programa SAP2000, para evitar explicaciones ajenas a la herramienta de análisis.

Paso 1: Etapa Previa

- Definir la estructuración del edificio;
- Establecer el sistema de coordenadas globales (X, Y, Z);
- Definir los materiales (hormigón, acero, etc.) de los elementos resistentes ;
- Definir las secciones de los elementos resistentes (vigas, columnas, muros, losas, etc.) del edificio;
- Dibujar y asignar los distintos elementos resistentes;
- Definir y asignar los grupos de elementos resistentes, de acuerdo a nuestro parámetro de ingreso a la macro-estructura;
- Mallado o Mesh de los elementos “Area Sections”;
- Asignar diafragmas rígidos en caso de ser necesario;
- Asignar el sistema de apoyo a las bases;

Paso 2: Análisis Secuencial

- Definir el tipo de análisis que se desea realizar, para nuestro caso se debe seleccionar:
DEFINE – ANALYSIS CASES – ADD NEW CASE



*Se pueden eliminar todos los tipos de análisis, excepto el análisis lineal estático, esto con el fin de disminuir el tiempo de trabajo del programa.

- En este paso debemos seleccionar el tipo de análisis que queremos efectuar, en este caso el no-lineal contemplando estados de construcción:

Analysis Case Data - Nonlinear Static Staged Construction

Analysis Case Name: ACASE1 [Set Def Name]

Analysis Case Type: Static

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case []

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Stage Definition:

Stage No.	Duration (Days)	User Comments

Geometry Option:

- Structural geometry specified is the geometry at the end of the final stage. Iterate to obtain the initial geometry.

Show Stages: [Show Stages In Tree View...]

Data For Stage:

Operation	Group	Age At Add	Load Type	Load Name	Scale Factor
Add Structure	ALL	0			

Other Parameters:

Results Saved: End of Final Stage Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

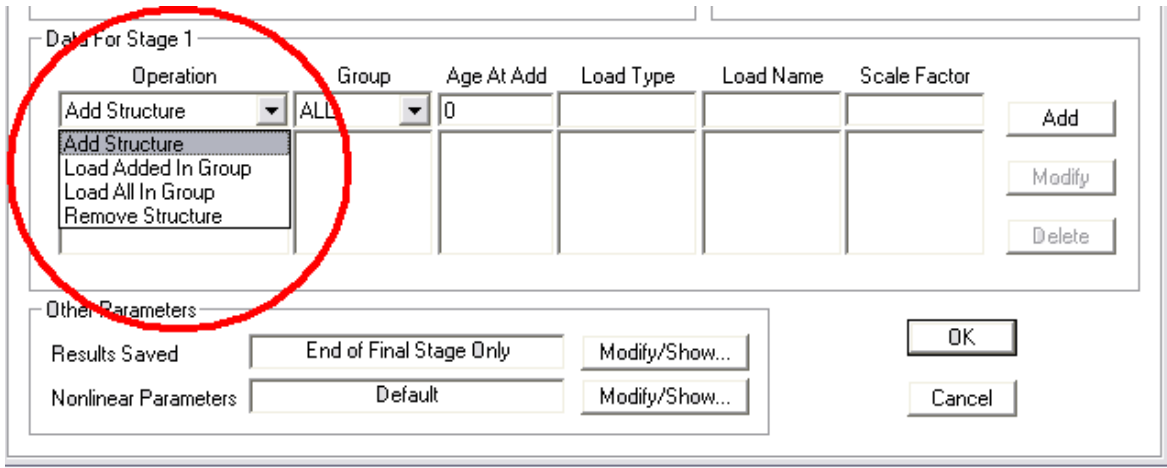
- Una vez realizado el paso, solo nos queda ingresar los grupos que fueron designados con anterioridad, para ello se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

Stage Definition

Stage : Indica el orden de los estados en los cuales se desea trabajar, dicha celda se autocompleta, debiendo solo ingresar la duración de dicho estado.

Duration : Indica la duración del estado, se debe indicar la cantidad en días enteros o fracción de éstos, esta sentencia se concluye al accionar ADD

- Al ingresar la duración de nuestro primer estado automáticamente se tiene acceso a editarlo:



La ruta para el correcto empleo es:

AGE AT ADD – OPERATION – GROUP

Para ello se debe tener en cuenta lo siguiente:

Data for Stage

Age at add : Indica la edad que tiene el grupo que se adhiere a la etapa, lo mínimo es 1 para que pueda ser cargada y los desplazamientos no sean infinitos.

Group : Indica los grupos de elementos que irán entrando, cargándose y luego retirados de la macro-estructura

Operation

Add Structure : Indica que se agregara el grupo de elementos que seleccionaremos a la estructura.

Load Added In Group : Indica que se cargara el grupo de elementos que seleccionamos con las cargas que definimos.

Load All In Group : Indica que se cargara a la estructura con la totalidad de las cargas definidas

Remove Structure : Remueve la estructura, es decir, sirve para remover los elementos temporales que se adhirieron con anterioridad en los estados anteriores.

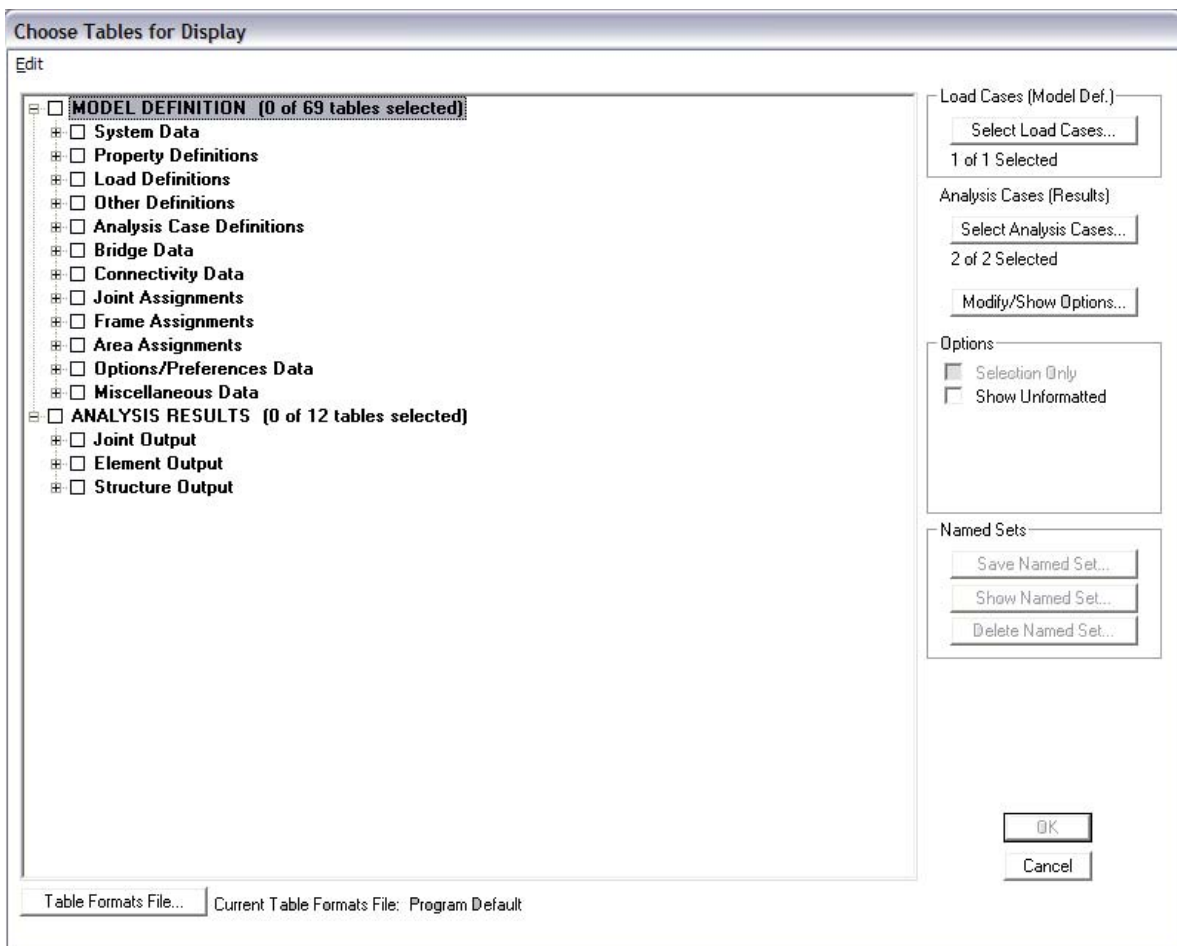
- Una vez realizada la entrada de grupos y elementos a la macro-estructura, basados en el cronograma de construcción de la estructura, se procede a correr el análisis, siguiendo la sentencia:

ANALYZE – RUN ANALYSIS – OK

Parte 3: Visualización de resultados

- Para ver los resultados de forma clara y rápida se puede hacer por medio de las tablas que entrega el software, para ello se debe seguir la ruta:

DISPLAY – SHOW TABLES



En esta tabla podemos seleccionar los datos que nos interesan para nuestro posterior análisis o diseño.

***NOTA:**

Al visualizar los resultados se debe tener en cuenta que como los grupos se entraron como figura y luego su carga, cada etapa tendrá dos Step (Pasos)