



UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Uso de Uniones Híbridas en el Diseño de Marcos de
Hormigón Armado y Comparación con Marcos
Convencionales

Por

Cristian Javier Oteiza Garrido

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias
de la Ingeniería y título de Ingeniero Civil

Prof. Alejandro Morales Gómez

Junio, 2016

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Uso de Uniones Híbridas en el Diseño de Marcos de
Hormigón Armado y Comparación con Marcos
Convencionales

Por

Cristian Javier Oteiza Garrido

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias
de la Ingeniería y título de Ingeniero Civil

Prof. Alejandro Morales Gómez

Junio, 2016

“Si se cree y se trabaja, se puede.”

Diego Pablo Simeone

Dedicado a mis padres, Juan Oteiza Espinoza y Marisol Garrido Cáceres...

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi Padre y mi Madre por todo el sacrificio, paciencia, amor y apoyo incondicional entregado en este proceso, además de inculcarme desde niño el espíritu de superación necesario para lograr cada meta propuesta en mi vida.

A mi hermano Joxy, con quien en estos cuatro años de vivir solos lejos del hogar hemos compartido muchas cosas que nos han ayudado a ser mejores hermanos y personas.

A Beatriz, por estos 9 años de una hermosa relación, donde todo el amor y apoyo incondicional entregado han sido claves para poder lograr el objetivo.

A mis Abuelos, Tíos y primos, por entregar siempre una palabra de apoyo cuando es necesario y nunca dejar de creer en mí.

A mis grandes amigos Javier, Casas, Juanca, Boris, Nacho, Chinche y Sayid, por todos los momentos, experiencias y sueños compartidos durante todos estos años.

A quienes conocí en la Universidad y formamos una linda amistad, Aníbal, Jerome, Juan, Vitoco, Esteban, Mabel, Salvador, Juan Pablo, Bernar, Ginger, Poquemón y Benito, por hacer más fácil y grato el estar lejos de la familia durante todo este tiempo.

A todos los integrantes del Club más grande del futbolito amateur de Chile "Finezas F.C.", por vivir el fútbol de la misma manera, con pasión, entrega y sacrificio.

A todos aquellos hinchas Rojinegros incondicionales que vibramos por el amor a los colores. Volveremos, volveremos.

A mi profesor guía, por su apoyo, paciencia, motivación, disposición y respeto mostrado a lo largo de toda la carrera.

A todos los profesores que contribuyeron en mi formación como ingeniero, por sus conocimientos compartidos a lo largo de estos años.

A todos quienes de una u otra manera aportaron en la realización de este trabajo.

INDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	4
INDICE GENERAL	5
INDICE DE FIGURAS	9
1. CAPITULO I.....	13
1.1 Introducción	13
1.2 Objetivos.....	15
1.3 Alcances	15
CAPITULO II.....	16
2. ANTECEDENTES GENERALES	16
2.1. Elementos prefabricados.....	16
2.1.1. Losas Alveolares	16
2.2. Conexiones híbridas.....	17
CAPITULO III.....	20
3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL.....	20
3.1. Caracterización de la estructura.....	20
3.2. Consideraciones para la modelación	23
3.2.1 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados.....	23
3.2.1.1. Hormigón	23
3.2.1.2. Refuerzo	23
3.2.1.3. Placa alveolar pre-fabricada.....	24
3.2.2. Consideraciones de carga.....	24
3.2.2.1. Peso propio (D)	24
3.2.2.2. Carga de uso (L).....	25
3.2.2.3. Sismo (E).....	25
3.2.3. Combinaciones de carga.....	25
3.3. Modelación de la estructura	26
3.4. Análisis sísmico	27
3.4.1. Determinación del espectro de diseño	27
3.4.2. Limitaciones del esfuerzo de corte basal	29
3.4.3. Deformaciones sísmicas	30
3.4.4. Espectro elástico de desplazamientos	31
3.5. Diseño de la estructura convencional	32

3.5.1.	Diseño de vigas	33
3.5.1.1.	Diseño a flexión pura.....	33
3.5.1.2.	Diseño a corte	35
3.5.1.2.1.	Diseño a corte por capacidad	35
3.5.1.2.2.	Diseño a corte por resistencia.....	37
3.5.1.3.	Control de deflexiones.....	37
3.5.1.4.	Resultados análisis.....	39
3.5.2.	Diseño de Columnas	41
3.5.2.1.	Diseño a flexo compresión	41
3.5.2.2.	Requisitos adicionales para el diseño de columnas	41
3.5.2.3.	Diseño a corte por capacidad.....	42
3.5.2.4.	Columna fuerte viga débil.....	42
3.5.2.5.	Análisis unión viga-columna	42
3.5.2.6.	Resultados de análisis.....	44
3.5.3.	Diseño de Muros	44
3.5.3.1.	Diseño a flexo-compresión.....	44
3.5.3.2.	Diseño a corte	45
3.5.3.3.	Capacidad de deformación.....	46
3.5.3.4.	Resultados de análisis.....	46
CAPITULO IV		48
4.	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNIONES HÍBRIDAS.	48
4.1.	Criterios de diseño.....	48
4.1.1.	Control de histéresis tipo bandera y condición de autocentrado.	48
4.1.2.	Consideraciones de diseño	50
4.2.	Análisis seccional	51
4.2.1.	Analogía de viga monolítica (MBA)	51
4.2.1.1.	Deformación unitaria en el hormigón	53
4.2.1.2.	Deformación unitaria del acero convencional	54
4.2.1.3.	Deformación unitaria acero postensado.....	55
4.2.2.	Relación esfuerzo deformación de los materiales constituyentes	56
4.2.2.1.	Relación esfuerzo deformación hormigón.....	56
4.2.2.2.	Relación esfuerzo deformación acero convencional.....	58
4.2.2.3.	Relación esfuerzo deformación acero postensado	59
4.2.3.	Respuesta momento rotación	60
CAPITULO V		61

5.	APLICACIÓN DE DISEÑO DE CONEXIONES HÍBRIDAS.....	61
5.1.	Solicitaciones de diseño	61
5.1.1.	Momento de diseño	61
5.1.2.	Rotación de diseño.....	61
5.2.	Propiedades de los materiales	61
5.2.1.	Hormigón	61
5.2.2.	Acero convencional	62
5.2.3.	Acero postensado.....	63
5.3.	Configuración de refuerzo y obtención curva momento-rotación	64
5.3.1.	Refuerzo longitudinal viga híbrida	64
5.3.2.	Respuesta momento-rotación	64
5.3.2.1.	Verificación capacidad de auto centrado	65
5.3.2.2.	Verificación deformación máxima acero postensado y hormigón.....	65
5.3.2.3.	Verificación momento de diseño	66
5.3.3.	Curva de respuesta idealizada.....	67
	CAPITULO VI	68
6.	ANÁLISIS NO LINEAL	68
6.1.	Análisis dinámico Tiempo-Historia	68
6.2.	Modelación estructura Ruaumoko.....	68
6.2.1.	Estructura convencional	69
6.2.1.1.	Modelo hysterético de Takeda modificado [21].....	70
6.2.2.	Estructura con conexiones híbridas	71
6.2.2.1.	Modelo bilineal elástico [21]	72
6.2.2.2.	Modelo hysterético de Ramberg-Osgood [21].....	73
6.3.	Registros de aceleración.....	74
6.3.1.	Viña del Mar	74
6.3.2.	Constitución	75
6.3.3.	Concepción.....	75
	CAPITULO VII	77
7.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	77
7.1.	Desplazamientos	77
7.1.1.	Desplazamientos absolutos	77
7.1.2.	Desplazamientos relativos de entrepiso (Drifts).....	78
7.2.	Demanda de aceleraciones.....	79
7.3.	Deformación residual.....	80

7.4.	Esfuerzos de corte y momento.....	81
7.5.	Demandas de ductilidad.....	84
7.5.1.	Estructura convencional.....	85
7.5.2.	Estructura híbrida convencional.....	86
7.5.3.	Estructura híbrida Plug & Play.....	88
7.6.	Demandas en el tiempo.....	90
7.6.1.	Demandas de momento.....	90
7.6.2.	Demandas de desplazamiento de techo.....	91
7.6.3.	Demandas de aceleración.....	92
CAPITULO VIII.....		94
8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....		94
BIBLIOGRAFÍA.....		96
ANEXOS.....		98
A.1. Ruta Matlab para obtención de momento-rotación.....		98
A.2. Rutas Ruaumoko.....		103
A.2.1.	Estructura Convencional.....	103
A.2.2.	Estructura Híbrida Convencional.....	107
A.2.3.	Estructura Híbrida Plug & Play.....	114

INDICE DE FIGURAS

Figura n° 1.1 - “Detalle columna de borde de un edificio con conexiones híbridas [1].”	13
Figura n° 1.2 - “Marco con conexiones híbridas. Adaptado de [2].”	14
Figura n° 1.3 - “Hotel virgo, Argentina, 500 m ² /piso (2005) [2]”	14
Figura n° 2.1 - “Losas alveolares en planta de fabricación” [11].....	16
Figura n° 2.2 - “Esquema colocación placas alveolares en vigas gravitacionales de centro y borde [12]”	17
Figura n° 2.3 - “Vista tridimensional de un nudo prefabricado híbrido [13]”	18
Figura n° 2.4 - “Ciclo de histéresis de un sistema híbrido [2]”	18
Figura n° 2.5 - “Esquema funcionamiento conexión híbrida [2]”	19
Figura n° 2.6 - “Esquema de conexión híbrida del tipo Plug & Play. [2]”	19
Figura n° 3.1 - “Planta de la estructura”	20
Figura n° 3.2 - “Vista en elevación del eje A”	21
Figura n° 3.3 - “Vista en elevación del eje 1”	22
Figura n° 3.4 - “Viga gravitacional perimetral, viga gravitacional central y viga sísmica respectivamente”	23
Figura n° 3.5 - “Modelo tridimensional de la estructura en ETABS”	26
Figura n° 3.6 - “Gráfico espectros elástico y reducido en ambas direcciones de análisis”	29
Figura n° 3.7 - “Drifts en ambas direcciones de análisis”	30
Figura n° 3.8 - “Espectro elástico de desplazamientos”	32
Figura n° 3.9 - “Variación de Φ en función de la deformación unitaria del acero en tracción [6]”	33
Figura n° 3.10 - “Distribución de deformaciones unitarias para el caso límite”	34
Figura n° 3.11 - “Cortante de diseño para vigas [6]”	36
Figura n° 3.12 - “Factores para las deflexiones a largo plazo. [6], R9.5.2.5”	38
Figura n° 3.13 - “Refuerzo longitudinal vigas sísmicas”	40
Figura n° 3.14 - “Detalle vigas gravitacionales”	40
Figura n° 3.15 - “Diagramas de interacción columna en dirección Y - X respectivamente”	41
Figura n° 3.16 - “Esquema de corte por capacidad en columna. [6] 21.5.4”	42
Figura n° 3.17 - “Esquema cálculo de área efectiva del nudo, [6] 21.7.4”	43
Figura n° 3.18 - “Configuración columnas”	44
Figura n° 3.19 - “Diagrama de interacción del muro en dirección X”	45
Figura n° 3.20 - “Rango de valores de α_c ”	45
Figura n° 3.21 - “Configuración muros”	47
Figura n° 3.22 - “Diagrama de corte muros”	47
Figura n° 4.1 - “Efectos de la variación en la relación auto-centrante (nominador) v/s disipativa (denominador) de la curva histerética tipo bandera [2]”	49
Figura n° 4.2 - “Mecanismo de conexión de un sistema híbrido [2]”	51
Figura n° 4.3 - “Analogía de viga equivalente. Fuente [15]”	52
Figura n° 4.4 - “Componentes elástico y plástico de la deformación del acero”	54
Figura n° 4.5 - “Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y sin confinar, Mander et al. [2]”	57
Figura n° 4.6 - “Esquema distribución de esfuerzos”	58
Figura n° 4.7 - “Modelo esfuerzo-deformación para el acero convencional considerando la zona elástica, meseta de fluencia y zona de endurecimiento por deformación [2]”	59
Figura n° 4.8 - “Curva típica esfuerzo deformación para acero postensado. Fuente [19]”	59

Figura n° 4.9 - “Diagrama de flujo para la obtención de la respuesta momento-rotación. Adaptado de [18]”	60
Figura n° 5.1 - “Curva esfuerzo deformación hormigón confinado”	62
Figura n° 5.2 - “Curva esfuerzo deformación acero convencional”	63
Figura n° 5.3 - “Curva esfuerzo deformación acero postensado”	63
Figura n° 5.4 - “Detalle refuerzo longitudinal viga híbrida”	64
Figura n° 5.5 - “Curva esfuerzo deformación acero postensado”	65
Figura n° 5.6 - “Curva esfuerzo-deformación hormigón”	65
Figura n° 5.7 - “Curva esfuerzo deformación acero convencional”	66
Figura n° 5.8 - “Curva eje neutro versus rotación”	66
Figura n° 5.9 - “Diagrama momento rotación viga híbrida”	67
Figura n° 6.1 - “Eje a analizar en Ruaumoko 2D”	68
Figura n° 6.2 - “Componente de Giberson [21]”	69
Figura n° 6.3 - “Modelo eje “C” estructura monolítica en RUAUMOKO 2D”	70
Figura n° 6.4 - “Regla histerética Takeda modificada [21]”	70
Figura n° 6.5 - “Representación del modelo de dos resortes rotacionales de plasticidad concentrada para una conexión viga-columna híbrida [2]”	71
Figura n° 6.6 - “Elemento tipo resorte rotacional [21]”	72
Figura n° 6.7 - “Modelo eje “C” estructura híbrida en RUAUMOKO 2D”	72
Figura n° 6.8 - “Modelo bilineal elástico [21]”	73
Figura n° 6.9 - “Modelo de Ramberg-Osgood [21]”	73
Figura n° 6.10 - “Curva momento-rotación, modelo de Ramberg-Osgood”	74
Figura n° 6.11 - “Registro de aceleración Viña del Mar”	74
Figura n° 6.12 - “Registro de aceleración Constitución”	75
Figura n° 6.13 - “Registre de aceleración Concepción”	75
Figura n° 6.14 - “Espectros de respuesta”	76
Figura n° 7.1 - “Desplazamientos absolutos para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar respectivamente”	77
Figura n° 7.2 - “Máximos valores de drift para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar respectivamente”	78
Figura n° 7.3 - “Máximos valores de aceleración para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar respectivamente”	79
Figura n° 7.4 - “Máximos valores de deformación residual para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar respectivamente”	80
Figura n° 7.5 - “Demandas de corte y momento para registro de Concepción”	81
Figura n° 7.6 - “Demandas de corte y momento para registro de Constitución”	81
Figura n° 7.7 - “Demandas de corte y momento para registro de Viña del Mar”	82
Figura n° 7.8 - “Corte en columnas, [22]”	82
Figura n° 7.9 - “Envolvente de corte estructura”	83
Figura n° 7.10 - “Detalle viga a analizar”	84
Figura n° 7.11 - “Curva de histéresis viga sistema monolítico, registro de Concepción”	85
Figura n° 7.12 - “Curva de histéresis viga sistema monolítico, registro de Constitución”	85
Figura n° 7.13 - “Curva de histéresis viga sistema monolítico, registro de Viña del Mar”	86
Figura n° 7.14 - “Curva de histéresis viga sistema híbrido convencional, registro de Concepción”	86
Figura n° 7.15 - “Curva de histéresis viga sistema híbrido convencional, registro de Constitución”	87
Figura n° 7.16 - “Curva de histéresis viga sistema híbrido convencional, registro de Viña del Mar”	87
Figura n° 7.17 - “Curva de histéresis viga sistema híbrido plug & play, registro de Concepción”	88
Figura n° 7.18 - “Curva de histéresis viga sistema híbrido plug & play, registro de Constitución”	88

Figura n° 7.19 - “Curva de histéresis viga sistema híbrido plug & play, registro de Viña del Mar”	89
Figura n° 7.20 - “Demanda de momento en el tiempo para estructura convencional”	90
Figura n° 7.21 - “Demanda de momento en el tiempo para sistema híbrido convencional”	91
Figura n° 7.22 - “Demanda de momento en el tiempo para sistema híbrido Plug & Play”	91
Figura n° 7.23 - “Desplazamiento de techo en el tiempo para estructura convencional”	91
Figura n° 7.24 - “Desplazamiento de techo en el tiempo para estructura híbrida convencional”	92
Figura n° 7.25 - “Desplazamiento de techo en el tiempo para estructura híbrida Plug & Play”	92
Figura n° 7.26 - “Demanda de aceleración en el tiempo para estructura convencional”	92
Figura n° 7.27 - “Demanda de aceleración en el tiempo para estructura híbrida convencional”	93
Figura n° 7.28 - “Demanda de aceleración en el tiempo para estructura híbrida Plug & Play”	93

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 - "Propiedades mecánicas hormigón H-35"	23
Tabla 3.2 - "Propiedades mecánicas acero A630-420H"	24
Tabla 3.3 - "Propiedades placa alveolar"	24
Tabla 3.4 - "Valores de sobrecarga de uso para edificios de oficina"	25
Tabla 3.5 - "Aceleración efectiva A_0 "	28
Tabla 3.6 - "Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo."	28
Tabla 3.7 - "Valor del coeficiente I"	28
Tabla 3.8 - "Resultados análisis sísmico"	30
Tabla 3.9 - "Valores C_d para suelo Tipo D"	31
Tabla 3.10 - "desplazamiento lateral de diseño de techo"	32
Tabla 3.11 - "Deflexión máxima admisible calculada [6]"	39
Tabla 3.12 - "Capacidad de deformación muro"	46
Tabla 5.1 - "Propiedades del hormigón"	61
Tabla 5.2 - "Propiedades acero convencional"	62
Tabla 5.3 - "Propiedades acero postensado"	63
Tabla 5.4 - "Configuración de refuerzo viga híbrida"	64
Tabla 5.5 - "Resumen verificación diseño viga"	67
Tabla 7.1 - "Desplazamientos máximos absolutos a nivel de techo"	77
Tabla 7.2 - "Drifts máximos de entrepiso"	78
Tabla 7.3 - "Máximos valores de aceleración"	79
Tabla 7.4 - "Valores máximos de deformación residual"	80
Tabla 7.5 - "Ductilidad sistemas estructurales"	90

CAPITULO I

1.1 Introducción

El diseño y construcción de edificios de marcos especiales de hormigón armado se basa principalmente en obtener columnas fuertes y vigas más débiles para que de esta forma se desarrolle la resistencia a la flexión de la viga y así evitar la generación de rótulas plásticas en las columnas, las cuales sólo deben rotularse en la base evitando formar un mecanismo indeseable (piso blando).

Los marcos convencionales de hormigón armado tienen un buen comportamiento sísmico, pero debido a su condición de diseño las vigas se rotulan y pueden terminar con deformaciones remanentes significativas después de un sismo, lo que produce un tiempo de inactividad que los propietarios de edificios sufren cuando estos son reparados, además de elevados costos en logística y mano de obra; muchas veces, incluso, se deben demoler estructuras aunque no colapsen durante el sismo (Christchurch, Nueva Zelanda, 2011).

Desde hace un tiempo se comenzó a utilizar una nueva tecnología en el diseño y construcción de edificios, que trata de un sistema de unión entre viga y columna llamado “unión o conexión híbrida”. Este sistema consiste en vigas y columnas que pueden ser prefabricadas en planta y montadas en obra a través de un cable postensado sin adherir que se mantiene siempre en el rango elástico generando un efecto auto centrante a la estructura.

Al momento de la construcción, las vigas se dejan con una perforación central, a través de la cual se atraviesa el cable que es posteriormente tensado. Este cable atraviesa todo el marco, conectando vigas y columnas, siendo fijado finalmente en las caras exteriores de este, ejerciendo así una fuerza de compresión entre los elementos entregando gran rigidez al marco.



Figura n° 1.1 - “Detalle columna de borde de un edificio con conexiones híbridas [1].”

Como el cable de postensado central responde elásticamente, la unión no tiene capacidad de absorber y disipar energía en el rango no lineal por si sola. Para suministrar esta capacidad se agrega a la viga o columna un refuerzo especial longitudinal que sea capaz de fluir, esto se hace incorporando barras de acero dúctil en las uniones viga-columna, dejando un pequeño tramo sin adherencia para evitar una falla por fractura debida a la concentración de deformación unitaria en el plano de unión. La disipación de energía del sistema se lleva a cabo a través de la fluencia del refuerzo sin adherir tanto en compresión como en tracción. La propiedad de auto-centrado del postensado central debe ser capaz de mantener la unión cerrada comprimiendo las barras que han fluido al abrirse la unión, proporcionando así una reducción de la deformación residual.

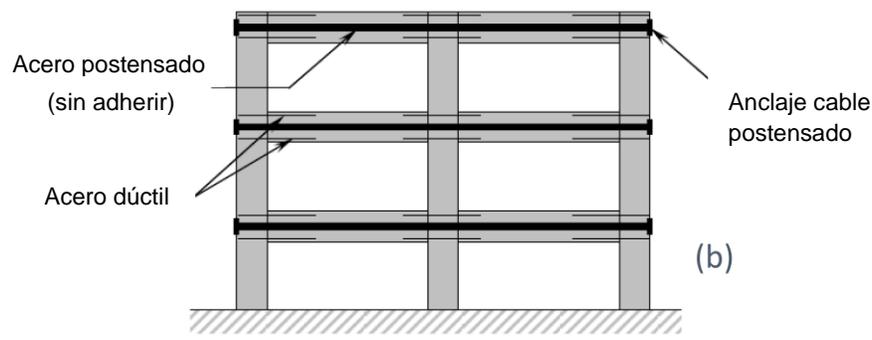


Figura n° 1.2 - "Marco con conexiones híbridas. Adaptado de [2]."

Cuando se aplica una carga lateral, las columnas se inclinan pero las vigas permanecen horizontales generando una rotación que conlleva compresión en un borde de la viga que debe ser confinado. Al mismo tiempo las barras que atraviesan la columna trabajan a causa de las tensiones producidas y el cable postensado se tracciona permaneciendo elástico.

Las principales ventajas de este sistema son la ausencia de daño estructural, ya que el daño se concentra en los bordes comprimidos de las vigas y en el mortero de relleno de la unión, además de la eliminación de la deformación residual. También tiene ventajas constructivas, al disminuir la armadura de las vigas que atraviesan los nudos se evita la congestión de acero en ese punto y en tiempo ya que pueden ser elementos prefabricados.



Figura n° 1.3 - "Hotel virgo, Argentina, 500 m²/piso (2005) [2]".

1.2 **Objetivos**

- Estudiar la respuesta estructural, desde el punto de vista de los esfuerzos, deformaciones y demandas de ductilidad global, de sistemas estructurales de marcos de hormigón armado estructurados con uniones híbridas, sometidos a cargas sísmicas.
- Comparar la respuesta estructural, mediante análisis no-lineal tiempo-historia (ANLTH), de marcos de hormigón armado convencional y marcos estructurados en base a uniones híbridas.

1.3 **Alcances**

- Se diseñará y analizará una estructura con marcos convencionales con la normativa vigente en Chile.
- Se diseñará y analizará una estructura de marcos con conexiones híbridas de acuerdo al manual PRESSSS.
- Se realizará un análisis dinámico no-lineal tiempo historia para cada uno de los casos de estudio, a través del programa RUAUMOKO 2D.
- Se utilizará un mínimo de 3 registros sísmicos, compatibles con el espectro de diseño utilizado.
- Normativa a utilizar:
 - ✓ NCh 433 Of.1996 Modificada en 2009, diseño sísmico de edificios [3].
 - ✓ Decreto Supremo N° 61, Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios [4].
 - ✓ Decreto Supremo N° 60, Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado [5].
 - ✓ Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario [6].
 - ✓ NCh 1537 Of.86, "Diseño Estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso" [7].
 - ✓ NCh 3171 Of.2010, disposiciones generales y combinaciones de carga [8].
 - ✓ PREcast Seismic Structural System (PRESSSS) Design Handbook 2010, Pampanin [2].

CAPITULO II

ANTECEDENTES GENERALES

2.1. Elementos prefabricados

Prefabricación es la elaboración de elementos de una estructura hechos 90% en planta [9], aplicando técnicas de producción en instalaciones fijas. Los elementos prefabricados son construidos en serie con altos estándares de control y calidad por lo que tienen casi nula variación entre sí al momento de su posterior montaje en obra.

Aplicar maquinarias de producción permite una buena calidad probada y constante de los materiales que son dosificados y controlados, disminuye el trabajo en obra reduciendo así los plazos de ejecución de esta, se prescinde de los sistemas de encofrados y andamios para colocación de moldajes. Existe una gran variedad de elementos susceptibles de realizar, entre ellos, losas alveolares, columnas, vigas y muros.

El diseño de la conexión en construcciones prefabricadas es muy importante, ya que puede afectar significativamente la economía de un sistema, así como también la respuesta ante cargas laterales y gravitacionales. Existen diferentes formas de realizar la conexión, siempre con la finalidad de emular de la mejor manera una estructura monolítica hormigonada en sitio. Una forma no tan común, pero muy innovadora y que ha presentado buenos resultados es la conexión híbrida.

2.1.1. Losas Alveolares

Elementos prefabricados para construir sistemas de pisos, son placas ahuecadas pretensadas que dada las características particulares que poseen pueden alcanzar luces de incluso más de 15 metros según sea su altura, siendo capaces de soportar altos niveles de esfuerzos por cargas de uso. Existen diversos tipos de secciones, su elección dependerá solamente de los requerimientos de carga a los que el piso deba trabajar y la luz que deberá cubrir [10].



Figura n° 2.1 - "Losas alveolares en planta de fabricación" [11].

Este tipo de losa al ser ahuecada le otorga gran ligereza al sistema de piso por lo cual, al tener grandes propiedades de resistencia lo hace ser muy eficiente ya que no debe soportar un excesivo peso propio.

Se posicionan fácilmente de manera simplemente apoyada sobre vigas de soporte. Para lograr el efecto de diafragma rígido se agrega una pequeña sobrelosa de no más de 10 [cm] de espesor con armadura mínima de retracción. Un esquema completo de la colocación de las placas alveolares se muestra en la figura 2.2.

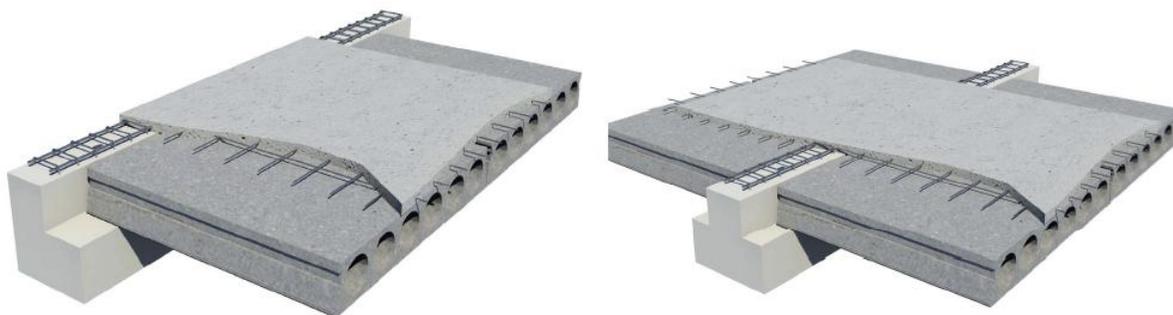


Figura n° 2.2 - "Esquema colocación placas alveolares en vigas gravitacionales de centro y borde [12]".

2.2. Conexiones híbridas

Con el fin de solventar la problemática que presenta la reparación de estructuras con alto nivel de daño luego de un sismo junto con crear una alternativa al hormigonado en sitio, a finales de 1990, estudios realizados por el programa PRESS (PREcast Seismic Structural System) dirigido por el Dr. Nigel Priestley en la Universidad de San Diego, concluyeron en una solución de alto desempeño y a bajo costo, basado en conexiones dúctiles articuladas en seco, para edificios prefabricados de hormigón en regiones de alta actividad sísmica, las "conexiones híbridas".

Este tipo de conexión recibe su nombre debido a que se combinan cables de postensado sin adherencia con barras de acero dúctil, con la finalidad de que la estructura pueda resistir grandes demandas de deformación sin tener importantes daños residuales.

Con respecto a la distribución del acero, el torón¹ de postensado va inserto a lo largo de todo el marco, atravesando la viga por el centro de la sección, pasando a través de las columnas siendo fijado en las caras externas de estas en los extremos del marco. En los extremos superior e inferior de la viga se emplea acero convencional con un tramo sin adherencia. Se aplica una película de mortero de alta resistencia en la interfaz de la unión para minimizar daños en los elementos, esto es de gran ayuda para posibles agrietamientos por algún movimiento en la interface donde se cumpla un ciclo completo de movimiento hasta la restauración.

¹ Torón: Conjunto de cables enrollados helicoidalmente en torno de un centro.

En la figura 2.3 se aprecia la vista tridimensional de una conexión híbrida típica. Al centro de la viga se aprecia el cable de postensado y en sus extremos se aprecian las barras de acero dúctil que proporcionan disipación de energía al sistema.

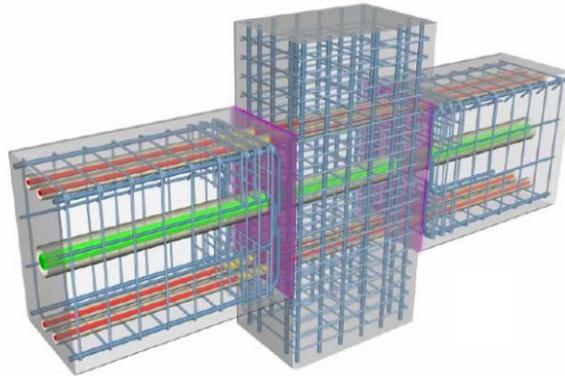


Figura n° 2.3 - "Vista tridimensional de un nudo prefabricado híbrido [13]".

El objetivo del marco híbrido es que ante pequeñas solicitaciones este se comporte como un marco monolítico y ante demandas mayores, debido al uso de distintos tipos de acero en la conexión, la estructura tenga un comportamiento disipativo y autocentrante. Esto se logra con una adecuada relación entre la cantidad de acero dúctil y acero de postensado, lo que da lugar a un ciclo de histéresis conocido como "forma de bandera".

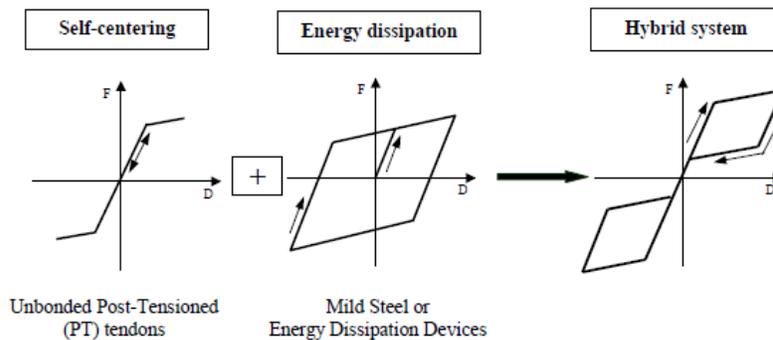


Figura n° 2.4 - "Ciclo de histéresis de un sistema híbrido [2]"

El acero convencional ubicado en los extremos de la viga tiene como función aportar a la unión la capacidad de disipar energía por histéresis, ya que este ante grandes demandas de deformación este debe tener la capacidad de fluir. Con la finalidad de evitar concentración de deformaciones que puedan conducir a una falla por fractura se deja una pequeña longitud sin adherencia.

Por su parte, la finalidad del cable de postensado es permanecer en rango elástico en todo momento generando en la estructura una capacidad autocentrante, ya que el momento aportado por este es

mayor que el aportado por el acero convencional lo que permite que la abertura generada en la unión se cierre sin dejar deformaciones residuales.

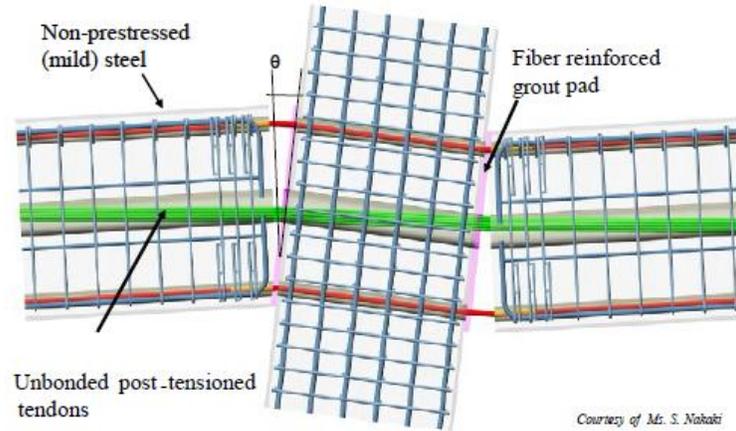


Figura n° 2.5 - "Esquema funcionamiento conexión híbrida [2]".

Recientemente, con el fin de simplificar aún más la reparación de la estructura después de un evento sísmico, en la universidad de Canterbury se han desarrollado y validado experimentalmente disipadores de bajo costo y fácilmente sustituibles situados en el exterior de la conexión.

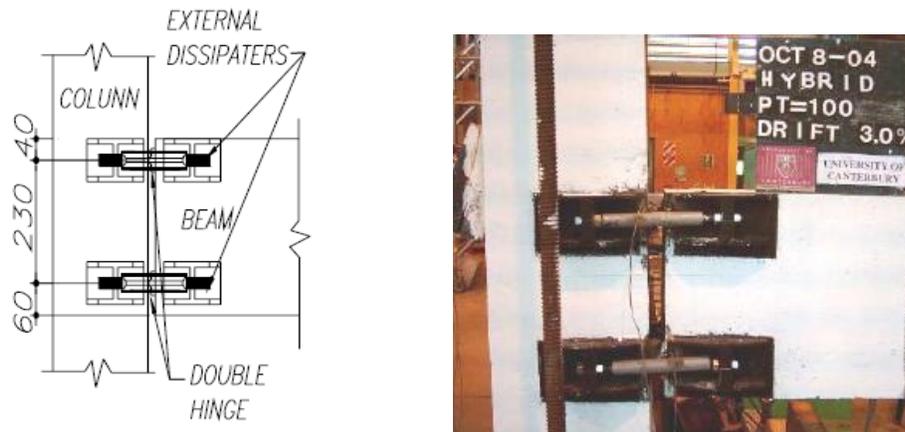


Figura n° 2.6 - "Esquema de conexión híbrida del tipo Plug & Play. [2]".

Esta opción daría la posibilidad de concebir un sistema con disipadores reemplazables en la conexión, actuando como el componente más débil de la cadena de acuerdo a los principios del diseño por capacidad.

CAPITULO III

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL

En esta sección se detallan las principales características estructurales del edificio a analizar, tales como materiales utilizados, dimensiones de los elementos estructurales, su distribución en planta, entre otras. También se darán a conocer todas las consideraciones utilizadas en la modelación de la estructura, como lo son las combinaciones de carga, métodos de análisis y normativa utilizada, para finalizar con el diseño de los elementos principales.

La estructura a diseñar será un edificio prefabricado, destinado a ser usado para oficinas, ubicado en una zona sísmica 3 con un suelo tipo D, el cual contará con características particulares definidas en función de un adecuado uso de conexiones híbridas.

3.1. Caracterización de la estructura

La estructura en estudio es un edificio ficticio el cual consta de 7 pisos sobre el nivel del terreno, destinados todos al funcionamiento de oficinas, con diafragma rígido a nivel de cada piso. La altura total del edificio es de 25.2 [m], con una altura de entre piso de 3.6 [m], un peso total de aproximadamente 3128 [ton] y una superficie a construir de 486 [m²] por piso. El sistema de piso es en base a placas alveolares prefabricadas de hormigón armado.

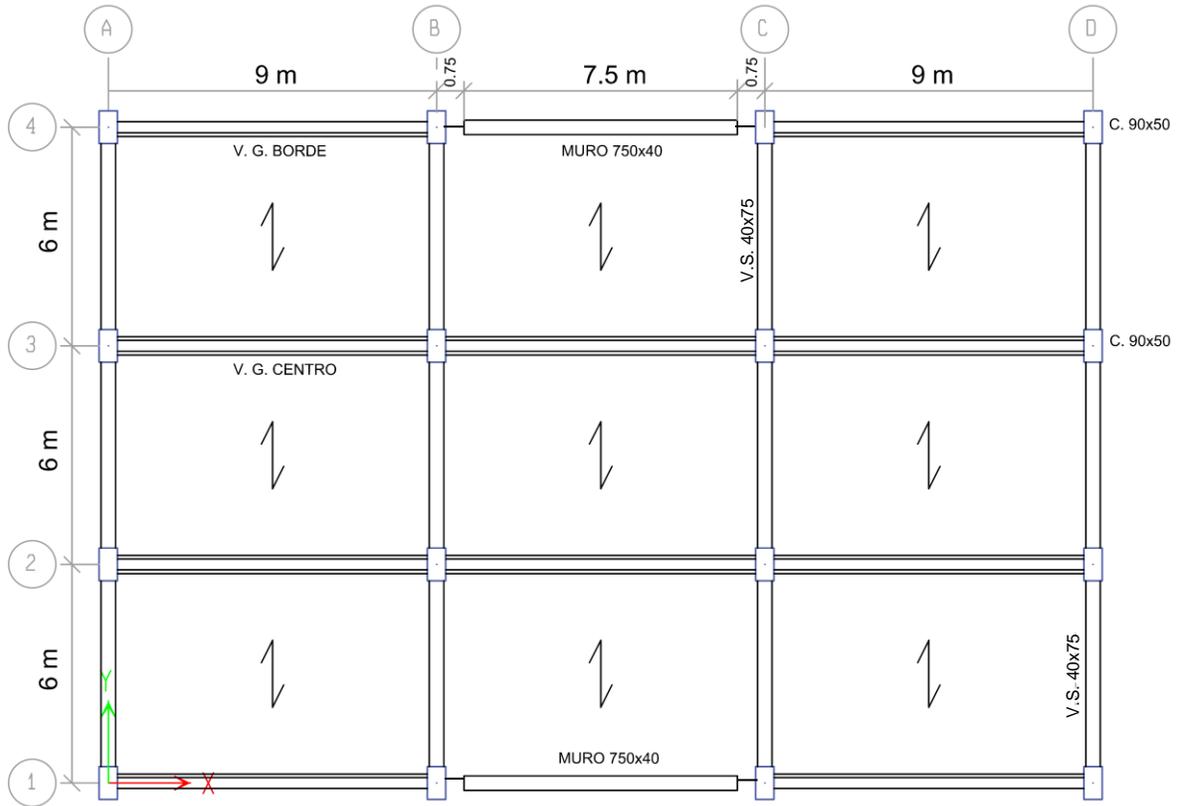


Figura n° 3.1 - "Planta de la estructura".

La estructuración es del tipo mixto, ya que sus ejes resistentes principales constan de marcos de hormigón amado resistentes a momento en una dirección y muros de hormigón armado en la otra.

Cada eje del sistema sismorresistente de marcos especiales está constituido por 3 vigas por piso y 4 columnas de hormigón armado de iguales dimensiones en toda la altura del edificio. Las columnas son de 50x90 [cm] y las vigas de 40x75 [cm] con una longitud total de 6 [m]. En la figura n° 3.2 se presenta una elevación del sistema perteneciente al eje A.

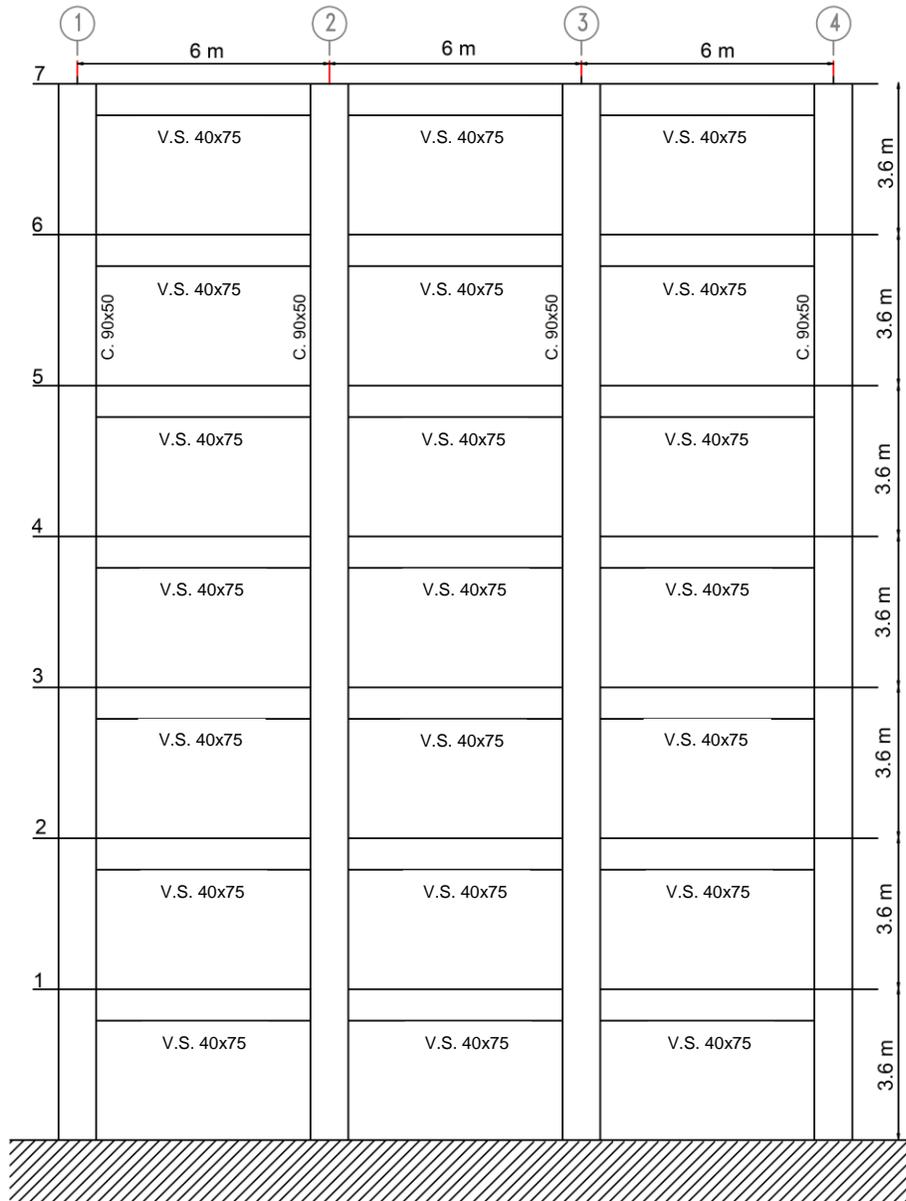


Figura n° 3.2 - "Vista en elevación del eje A".

En la otra dirección de análisis, los muros están dispuestos en los ejes exteriores del edificio. Miden 7.5 [m] de largo, con una sección constante en toda la estructura de 40 [cm] de espesor. La figura n° 3.3 presenta una elevación del eje 1.

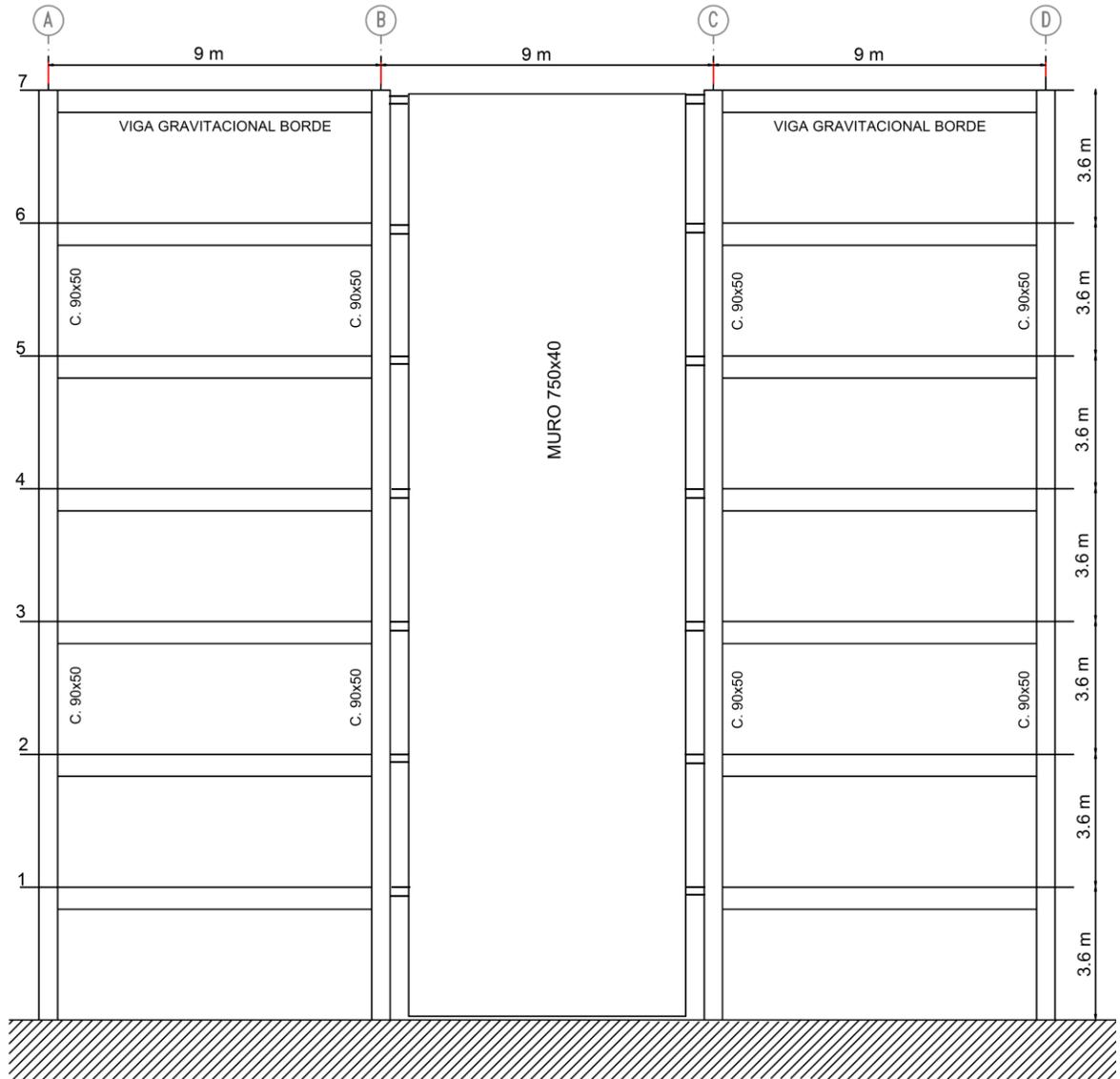


Figura n° 3.3 - "Vista en elevación del eje 1".

Aparte del sistema de muros, también cuenta con vigas gravitacionales de carga de 9 [m] de largo, 65 [cm] de altura y 30 [cm] de ancho en su parte superior. El ancho del hombro inferior es variable en función de la ubicación de la viga. Las vigas centrales son del tipo "T" invertida ya que reciben por ambos lados el peso de las placas alveolares y tienen un ancho inferior de 50 [cm]. Las vigas exteriores son del tipo "L" debido a que soportan el peso de la placa solo por un lado y su ancho inferior es de 40 [cm]. En la figura n° 3.4 se muestra el detalle de las vigas.

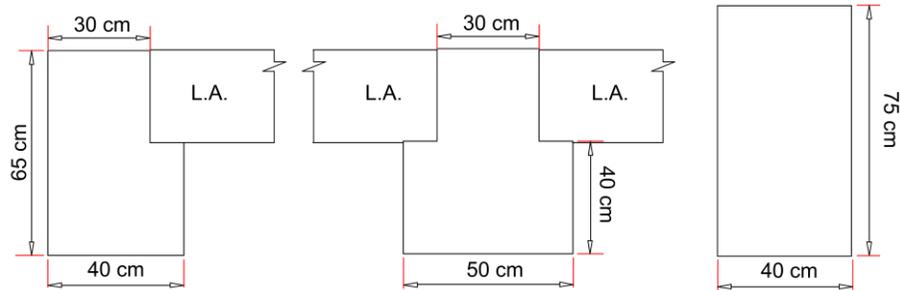


Figura n° 3.4 - "Viga gravitacional perimetral, viga gravitacional central y viga sísmica respectivamente".

El edificio en toda su altura cuenta con un sistema de piso compuesto de placas alveolares prefabricadas pre-tensadas ahuecadas de hormigón armado, de 15 [cm] de espesor, con un peso de 230 [kg/m²], escogida según catálogo en función de la luz y la sobrecarga de uso. Son apoyadas simplemente en sus extremos en las vigas gravitacionales alcanzando una luz de 6 [m].

Las placas prefabricadas por si solas no son capaces de generar un diafragma rígido a la estructura, es por esto que se agrega una sobre losa de hormigón armado con refuerzo mínimo de 10 [cm] de espesor en toda el área de las losetas para así unir las y generar el efecto de diafragma.

3.2. Consideraciones para la modelación

3.2.1 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados

3.2.1.1. Hormigón

El hormigón utilizado para la modelación y diseño de muros, vigas y columnas fue de calidad H-35, sus propiedades son las siguientes:

Tabla 3.1 - "Propiedades mecánicas hormigón H35".

PROPIEDADES DEL HORMIGÓN UTILIZADO	
Calidad hormigón	H35
Resistencia cilíndrica $f'c$ [Kgf/cm ²]	300
Peso específico [tonf/m ³]	2.5
Módulo de elasticidad [tonf/m ²]	2610000
Módulo de Poisson	0.2

3.2.1.2. Refuerzo

El tipo de acero de refuerzo utilizado para el diseño de los elementos estructurales fue A630-420H, sus propiedades son las siguientes:

Tabla 3.2 - "Propiedades mecánicas acero A63-42H".

PROPIEDADES DEL ACERO UTILIZADO	
Calidad acero	A 630 - 420 H
Fluencia f_y [Kg/cm ²]	4200
Rotura f_u [Kg/cm ²]	6300
Peso específico [tonf/m ³]	7.85
Módulo de elasticidad [tonf/m ²]	21000000

3.2.1.3. Placa alveolar pre-fabricada

La placa alveolar pre-fabricada fue elegida según catálogo de la empresa "Rubiera", en función de la luz que debe cubrir y la sobrecarga de uso. Se escogió una loseta ahuecada de 15 [cm] de espesor y 6 metros de luz, cumpliendo ampliamente con su solicitud.

Tabla 3.3 - "Propiedades placa alveolar".

PROPIEDADES PLACA ALVEOLAR PRE-FABRICADA	
Espesor [m]	0.15
Ancho [m]	1
Peso [tonf/m ²]	0.23
luz [m]	6
Carga de uso [tonf/m ²]	0.8

3.2.2. Consideraciones de carga

Para comenzar, se mencionarán los estados de carga considerados en el análisis y diseño de la estructura, estos son las cargas permanentes, sobrecargas de uso y la acción del sismo.

3.2.2.1. Peso propio (D)

Para el cálculo del peso propio se considera el peso de las vigas, columnas, muros, losetas prefabricadas y sobrelosa de hormigón armado. Las cargas debidas al peso propio se calculan de manera automática en ETABS mediante la definición de los materiales y elementos.

3.2.2.2. Carga de uso (L)

La asignación de la sobrecarga de uso sobre las placas alveolares se rige según lo establecido en [7], para edificios de oficinas. Los valores de la tabla 3.4 están en [kPa].

Tabla 3.4 - "Valores de sobrecarga de uso para edificios de oficina"

OFICINAS	Áreas privadas sin equipos	2,5
	Áreas públicas y áreas privadas con equipos	5

Entre el primer y el sexto piso se asignó una sobrecarga de 250 [kg/m²] por nivel, considerando áreas privadas sin equipos. Para el techo la sobrecarga aplicada es de 100 [kg/m²].

3.2.2.3. Sismo (E)

Se aplica la carga producto del sismo en ambos sentidos del análisis, a través de la determinación de un espectro de diseño según [3].

3.2.3. **Combinaciones de carga**

Para la realización del diseño de la estructura se considerarán las siguientes combinaciones de carga que otorga [8], considerando el diseño por resistencia (LRFD).

- Comb1 = 1,4 D
- Comb2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr o S o R)
- Comb3a = 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + L
- Comb3b = 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + 0,8 W
- Comb4 = 1,2 D + 1,6 W + L + 0,5 (Lr o S o R)
- Comb5 = 1,2 D + 1,4 E + L + 0,2 S
- Comb6 = 0,9 D + 1,6 W
- Comb7 = 0,9 D + 1,4 E

Son 8 las combinaciones de carga que exige la norma, sin embargo en vista de los estados de carga considerados en el análisis, estas combinaciones de carga pueden reducirse a las mencionadas a continuación, que serán las utilizadas en la modelación y diseño de la estructura.

Las combinaciones 4 (5) y 6 (7) contienen sismo en ambas direcciones del análisis.

- Comb1 = 1,4 D
- Comb2 = 1,2 D + 1,6 L
- Comb3 = 1,2 D + L
- Comb4 (5) = 1,2 D +(-) 1,4 E + L
- Comb6 (7) = 0,9 D +(-) 1,4 E

3.3. Modelación de la estructura

Para la modelación de la estructura se utilizó el programa ETABS V13.2.1 [14], al cual se le asignaron los distintos estados de carga necesarios para obtener los esfuerzos de diseño de los elementos.

En la modelación de la estructura se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las vigas y columnas se modelaron a través de elementos del tipo frame.
- Los muros se trabajaron como elementos Shell-thin.
- Para cumplir con las condiciones de descarga en una sola dirección de la placa alveolar prefabricada se consideró una losa del tipo Deck de hormigón H-30. Se modeló según una relación entre su peso y dimensiones originales y peso específico del hormigón armado, llegando a un espesor de 9,2 [cm] para la placa. El espesor total es de 19,2 [cm], ya que en este se considera la sobrelosa de 10 [cm].
- Se utilizaron elementos cacho rígido y diafragma rígido en toda la estructura para compatibilizar deformaciones.

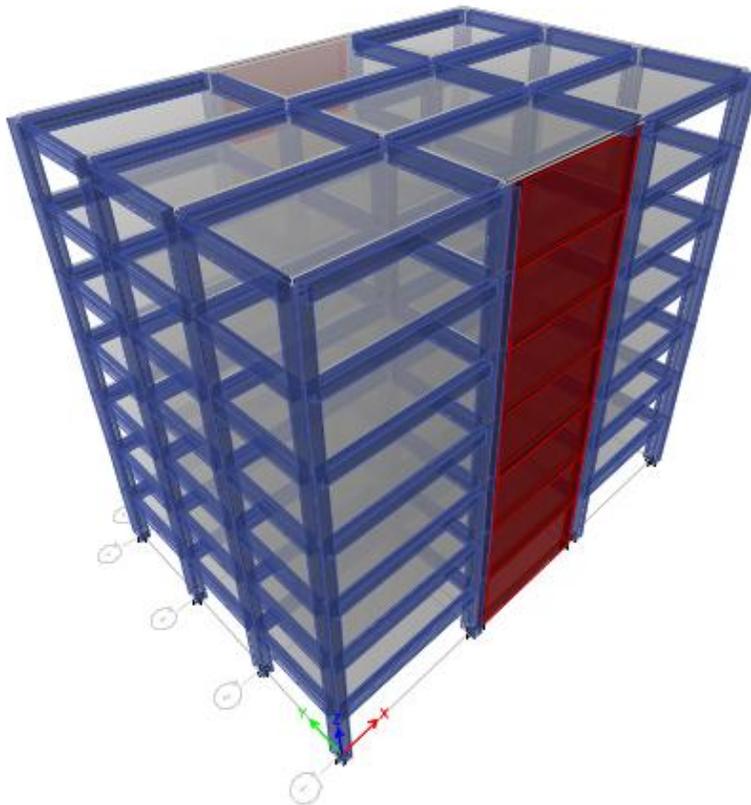


Figura n° 3.5 - "Modelo tridimensional de la estructura en ETABS".

3.4. Análisis sísmico

El análisis sísmico descrito a continuación fue llevado a cabo según los requerimientos de [3]. El tipo de análisis empleado fue un análisis lineal modal espectral.

Para llevar a cabo un análisis modal espectral deben definirse ciertos parámetros influyentes en la determinación del espectro de diseño. Estos parámetros son obtenidos de [3] y de [4] y serán descritos a continuación.

Los períodos obtenidos del análisis modal espectral para la estructura en estudio son $T_x = 0,58$ [seg] en dirección X y $T_y = 0,73$ [seg] en dirección Y.

3.4.1. Determinación del espectro de diseño

Para la construcción del espectro de diseño que determina la resistencia sísmica mínima de la estructura, se utilizan las siguientes expresiones del Decreto Supremo DS N° 61:

- Pseudo aceleración espectral de diseño

$$S_a = \frac{SA_o\alpha}{R^*/I} \quad (3-1)$$

Donde:

- A_o Aceleración efectiva máxima del suelo.
- α Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.
- R^* Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- I Coeficiente de importancia del edificio.

- Factor de amplificación

$$\alpha = \frac{1 + 4.5\left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (3-2)$$

Donde:

- T_n Período de vibración del modo n.
- T_o, p Parámetros relativos al tipo de suelo.

- Factor de reducción R^*

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (3-3)$$

Donde:

- T^* Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
 T_0 Parámetro que depende del tipo de suelo.
 R_0 Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral).

El edificio se encuentra emplazado en una Zona Sísmica 3, de la tabla 3.5 se obtiene el valor de la aceleración efectiva A_0 .

Tabla 3.5 - "Aceleración efectiva A_0 ".

Zona Sísmica	A_0
1	0,2 g
2	0,3 g
3	0,4 g

El suelo que soporta la estructura está clasificado como Tipo D, de la tabla 3.6 se obtienen los valores dependientes del tipo de suelo necesarios para el análisis.

Tabla 3.6 - "Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo."

Tipo de Suelo	S	T_0	T'	n	P
A	0,9	0,15	0,2	1	2
B	1	0,3	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,4	0,45	1,4	1,6
D	1,2	0,75	0,85	1,8	1
E	1,3	1,2	1,35	1,8	1
F	*	*	*	*	*

El edificio está destinado al uso de oficinas, su clasificación de acuerdo a la importancia, uso y riesgo de falla corresponde a categoría II. El valor del coeficiente I se obtiene en la tabla 3.7.

Tabla 3.7 - "Valor del coeficiente I".

Categoría	I
IV	1,2
III	1,2
II	1
I	0,6

El sistema estructural del edificio es en base a muros en un sentido y marcos en el otro, lo que lleva a una estructura mixta de hormigón armado. Con estos datos se obtienen los valores de los factores de modificación de la respuesta de la tabla 5.1 de [3] y son los siguientes:

- $R = 7$
- $R_0 = 11$

Para el cálculo del factor de reducción R^* se consideraron los períodos de vibración con mayor masa traslacional en cada dirección de análisis. Sumado a esto se aplicaron las disposiciones de la norma [3] de asignación de masas para el análisis donde se considera un 100% de las cargas permanentes más un porcentaje no menor al 25% de la sobrecarga de uso en construcciones destinadas a la habitación privada.

En la figura n° 3.6 a continuación se muestran el espectro elástico y reducido para ambas direcciones del análisis.

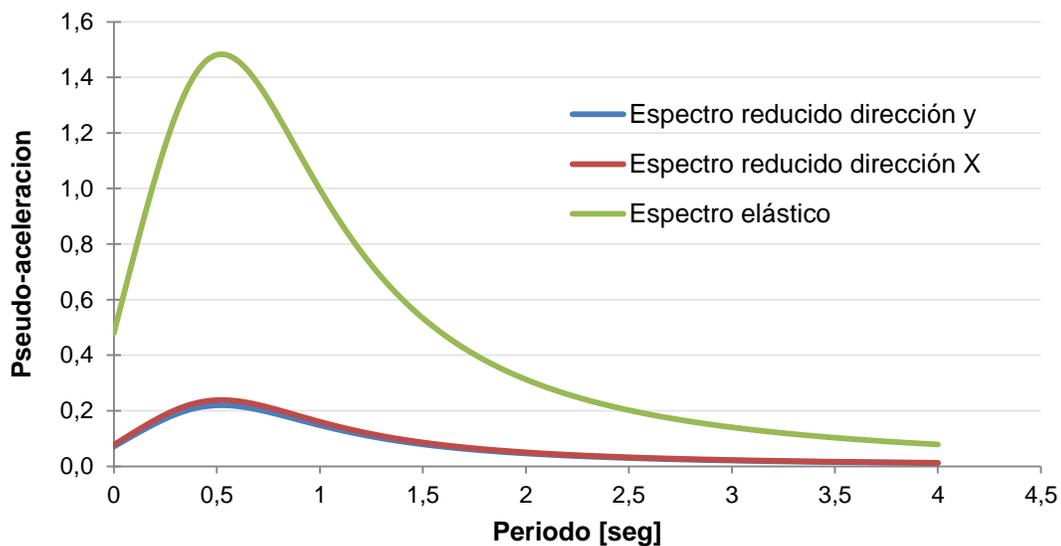


Figura n° 3.6 - "Gráfico espectros elástico y reducido en ambas direcciones de análisis".

3.4.2. Limitaciones del esfuerzo de corte basal

Las limitaciones de esfuerzo de corte basal que exige la normativa Chilena son las siguientes:

- Corte mínimo

$$Q_{min} = \frac{ISA_0P}{6g} \quad (3-4)$$

- Corte máximo

El valor máximo del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica, no necesita ser mayor que $IC_{max}P$ en que C_{max} para la estructura de estudio es $0.35 S A_0/g$.

Tabla 3.8 - "Resultados análisis sísmico".

RESULTADOS ANÁLISIS SÍSMICO	
T _x [seg]	0,58
T _y [seg]	0,73
Peso sísmico Edificio [tonf]	3322
Corte Elástico _x [tonf]	3273
Corte Elástico _y [tonf]	3551
Corte Basal _{máximo} [tonf]	559
Corte Basal _{mínimo} [tonf]	250
R ^{**} _x	5,855
R ^{**} _y	6,352
Corte Reducido _x [tonf]	559
Corte Reducido _y [tonf]	559

3.4.3. Deformaciones sísmicas

En [3] se señala explícitamente que "el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002".

El drift es la deformación relativa en la dirección de análisis y se calcula como el cuociente entre el desplazamiento relativo y la altura de entrepiso. Para que cumpla con la normativa el valor del drift no debe ser mayor a 0,002.

$$Drift = \frac{Desp. Relativo}{Altura entrepiso} \leq 0,002 \quad (3-5)$$

En la figura n° 3.7 a continuación se muestran los valores obtenidos de drift en ambas direcciones de análisis, además del límite impuesto por la normativa Chilena.

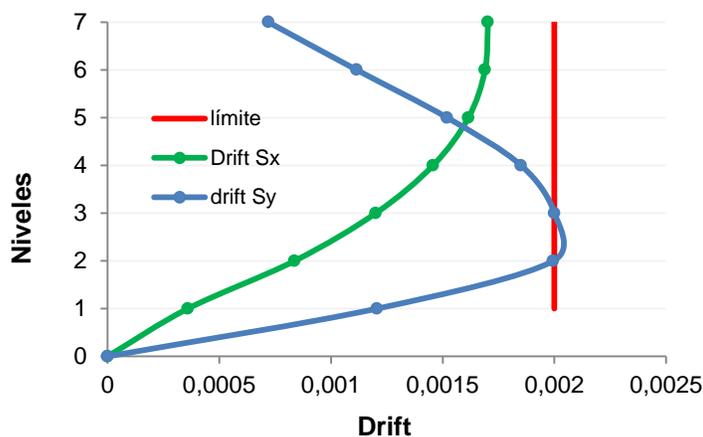


Figura n° 3.7 - "Drifts en ambas direcciones de análisis".

3.4.4. Espectro elástico de desplazamientos

El espectro elástico de desplazamientos requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño se obtiene de [4], donde se expresa lo siguiente: “Para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_u , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al periodo de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1,3”.

$$\delta_u = 1.3 * S_{de} * (T_{ag}) \quad (3-6)$$

Donde:

- δ_u Desplazamiento lateral de diseño.
- S_{de} Espectro elástico de desplazamiento.
- T_{ag} Período agrietado; En el cálculo del período no se consideró la influencia del acero ni la pérdida de rigidez producto del agrietamiento del hormigón. Debido a esto conservadoramente se puede utilizar el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura multiplicado por 1,5.

El espectro elástico de desplazamientos requerido para el cálculo lateral de diseño se calcula según la siguiente expresión:

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (3-7)$$

Donde:

- T_n Período de vibración del modo n.
- α Factor de amplificación (3-2).
- A_0 Aceleración efectiva (Tabla 3.5).
- C_d^* Factor dependiente del tipo de suelo. Los valores respectivos para el suelo tipo D se presentan a continuación.

Tabla 3.9 - “Valores C_d^* para suelo Tipo D”.

Tipo de suelo	C_d^*	Rango períodos
D	1.0	$T_n \leq 0.90 \text{ seg}$
	$1.1 T_n$	$0.90 \text{ seg} < T_n \leq 1.75 \text{ seg}$
	1.93	$1.75 < T_n \leq 5.0 \text{ seg}$

A continuación se presenta el espectro de desplazamiento elástico para la estructura en estudio.

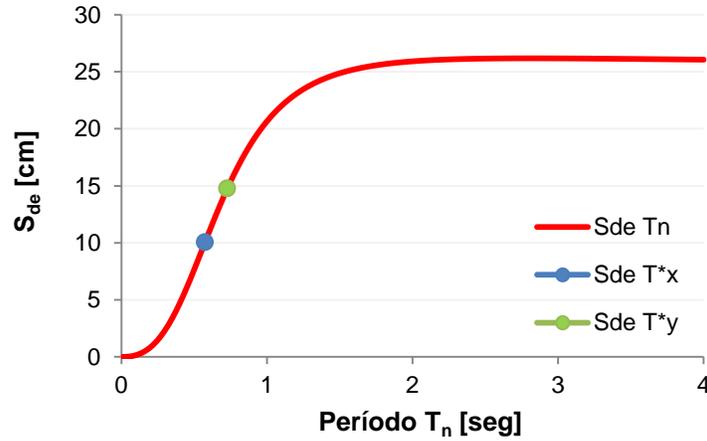


Figura n° 3.8 - "Espectro elástico de desplazamientos".

Las deformaciones laterales de diseño para ambas direcciones de análisis se exponen en la siguiente tabla.

Tabla 3.10 - "desplazamiento lateral de diseño de techo".

Dirección	T_n [seg]	S_{de} [cm]	δ_u [cm]
X	0,574	10,06	11,26
Y	0,728	14,78	20,99

3.5. Diseño de la estructura convencional

El método de diseño utilizado es el "diseño por resistencia". Este método está basado en incrementar las cargas de servicio y momentos relacionados por medio de los factores de carga y disminuir las resistencias nominales de los elementos por medio de los factores de reducción de resistencia. Las distintas especificaciones de diseño son obtenidas de [6] y [5].

Las combinaciones de carga utilizadas en el diseño serán las anteriormente mencionadas en 3.2.3. De igual forma volverán a ser mencionadas a continuación.

- Comb1 = 1,4 D
- Comb2 = 1,2 D + 1,6 L
- Comb3 = 1,2 D + L
- Comb4 (5) = 1,2 D +(-) 1,4 E + L
- Comb6 (7) = 0,9 D +(-) 1,4 E

La condición de diseño que debe cumplir cada elemento, ya sea sometido a flexión carga axial o corte es la siguiente:

$$\text{Resistencia nominal} * \phi \geq \text{Resistencia requerida}$$

El factor de reducción de resistencia Φ se emplea para contar con un margen de seguridad ante las solicitaciones, además de eventualidades en el diseño o resistencia de los materiales utilizados y queda determinado por las condiciones de deformación unitaria del acero en las secciones transversales. La figura a continuación presenta esquemáticamente los distintos valores que puede tomar el factor de reducción Φ .

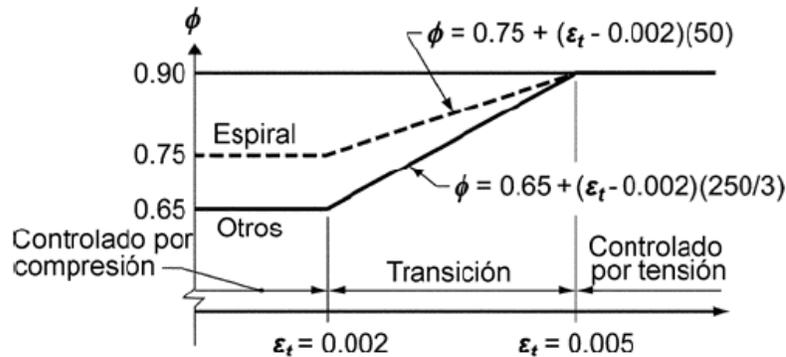


Figura n° 3.9 - "Variación de Φ en función de la deformación unitaria del acero en tracción [6]".

Las secciones controladas por compresión tienen un valor de $\Phi=0,65$ y en las controladas por tracción el valor de $\Phi=0,9$. En las secciones en compresión el valor es más bajo que las controladas por tracción debido a que tienen menor ductilidad y son más sensibles a las variaciones en la resistencia del concreto, esto ocurre generalmente debido a que son elementos que soportan mayores áreas cargadas que los elementos en tracción.

3.5.1. Diseño de vigas

3.5.1.1. Diseño a flexión pura.

Una viga se encuentra sometida a flexión pura cuando el momento flector es el único esfuerzo en el interior de la sección.

Es importante que los elementos que componen una estructura siempre tengan un comportamiento dúctil, permitiendo que al momento de la aplicación de alguna solicitación estos puedan trabajar sin presentar una falla frágil que puede llevar al colapso de manera inmediata.

El caso límite de diseño para que la sección sea controlada por tensión, asegurando un comportamiento dúctil y poder así utilizar un factor de reducción $\Phi=0.9$, es que al momento en que el hormigón presente una deformación unitaria en compresión del 0,3% el refuerzo más cercano a la cara en tracción debe presentar una deformación unitaria de 0,5% ([6], 10.3.4).

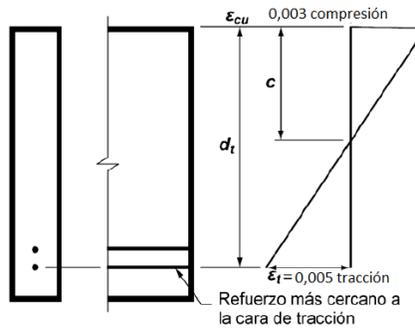


Figura n° 3.10 - "Distribución de deformaciones unitarias para el caso límite".

Dependiendo del nivel de sollicitación y condiciones geométricas de la viga, esta puede ser simple o doblemente reforzada, esto significa que si la viga es simplemente reforzada llevará acero solo en la parte traccionada y si es doblemente reforzada llevara acero tanto en la zona traccionada como en la comprimida.

La condición de diseño se define a través de una limitación del momento nominal que debe tener el elemento analizado para que el acero tenga una deformación mayor o igual al 5%. El valor de momento nominal máximo para que una viga sea simplemente reforzada cumpliendo las condiciones anteriormente mencionadas es el siguiente:

$$Mn_{m\acute{a}x} = \frac{0,205}{\phi} * f'_c * b * d^2 \quad (3-8)$$

Donde:

- b Ancho de la sección.
- d Altura efectiva.
- f'_c Resistencia cilíndrica del hormigón.

Si el momento nominal de la viga es menor que el máximo mostrado en la ecuación (3-8) significa que la viga llevará solamente acero en tracción y el cálculo de la cuantía "p" se hará a través de la fórmula de falla en tensión, con una cuantía máxima de 0,025.

$$Mn = \rho * b * d^2 * fy \left(1 - \frac{0,59 * \rho * fy}{f'_c} \right) \quad (3-9)$$

Si se supera el valor del momento nominal máximo significa que la viga debe ser doblemente reforzada, entregando con acero en compresión la capacidad faltante a la viga para cubrir la diferencia de momento, dando más que un aumento en la resistencia de esta un aumento en capacidad de deformación. La cuantía máxima en tracción esta vez será de:

$$\rho = 0,271 * \frac{f'_c}{f_y} \quad (3-10)$$

Otra disposición es la del refuerzo mínimo, esta cobra importancia en secciones donde el momento resistente calculado como sección de hormigón armado resulta menor que el de la sección simple, pudiendo provocar una falla repentina. Esto se puede dar en secciones que por motivos arquitectónicos u otros tienen mayores dimensiones que las requeridas por las consideraciones de resistencia ([6] 10.5).

$$P_{min} = \max \left[\frac{14}{f_y}; \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} \right] \quad (3-11)$$

[6] en su capítulo 21 también otorga unas verificaciones geométricas y de refuerzo longitudinal en las caras de los nudos, estas deben ser corroboradas y serán descritas a continuación.

- **21.5.1.2** La luz libre del elemento, l_n , no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.
- **21.5.1.3** El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que el más pequeño de 0.3h y 250 [mm].
- **21.5.2.2** La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

3.5.1.2. Diseño a corte

3.5.1.2.1. Diseño a corte por capacidad

El diseño a corte por capacidad aplicará solo a las vigas sometidas a efectos sísmicos que forman parte del sistema de marcos especiales ya que se debe garantizar un comportamiento dúctil. La resistencia nominal de las vigas está dada por un conjunto entre los aportes del hormigón y el acero de refuerzo. La condición de diseño para el corte es la siguiente:

$$V_e \leq \phi * (V_c + V_s) \quad (3-12)$$

Donde:

- V_e Fuerza cortante de diseño que incluyan efectos sísmicos.
- V_c Resistencia nominal a corte proporcionada por el hormigón.
- V_s Resistencia nominal a corte proporcionada por el refuerzo.

“La fuerza cortante V_e debe ser determinada a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz” ([6] 21.5.4.1).

En la figura n° 3.11 se presenta un esquema que grafica lo anteriormente descrito.

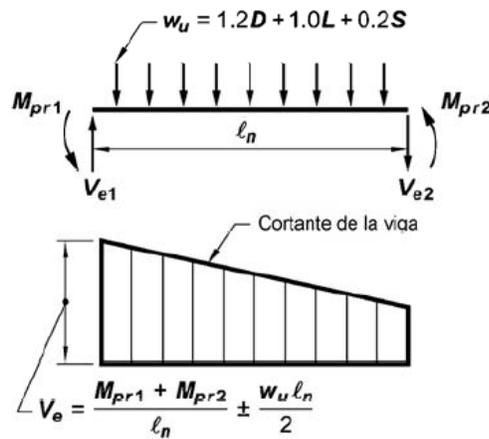


Figura n° 3.11 - “Cortante de diseño para vigas [6]”.

En el caso específico en estudio las vigas no soportan cargas gravitacionales ya que la placa alveolar descarga en una sola dirección, por lo que las únicas cargas gravitacionales son las de su propio peso. La fuerza cortante de diseño en este caso se reduce a la siguiente expresión:

$$V_e = \frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{l_n} + \text{Corte gravitacional} \quad (3-13)$$

Donde:

- M_{pr} Resistencia probable a flexión de los elementos, determinada usando las propiedades de los mismos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 * f_y$ y un factor de reducción de $\Phi=1$. El momento probable se aproxima a 1.25 veces el momento nominal.

- l_n Largo de la viga.

El diseño del refuerzo transversal se llevará a cabo considerando como nulo el aporte proporcionado por hormigón a la resistencia nominal del elemento, esto debido a que tras varios ciclos de carga y descarga el hormigón (rigidez) se degrada. De esta manera la condición de diseño se reducirá a la siguiente expresión:

$$V_e \leq \Phi * V_s \quad (3-14)$$

El coeficiente de reducción Φ para elementos sometidos a corte es 0.75, cuando se hace diseño por capacidad.

La resistencia nominal proporcionada por el refuerzo V_s , tiene un límite máximo que debe ser corroborado.

$$V_{Smax} = 2,2 * \sqrt{f'c} * b_w * d \geq V_s \quad (3-15)$$

3.5.1.2.2. Diseño a corte por resistencia.

El diseño a corte por resistencia será aplicado a las vigas gravitacionales y debe cumplir la siguiente condición:

$$V_u \geq \Phi * V_n \quad (3-16)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3-17)$$

El factor de reducción ocupado es $\Phi = 0.75$.

Las vigas gravitacionales no perciben los efectos del sismo, por lo que se deben considerar el aporte del hormigón V_c y la fuerza vertical de los estribos V_s .

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (3-18)$$

$$V_s = \frac{A_v}{s} * f_y * d \quad (3-19)$$

La resistencia aportada por los estribos también debe limitarse según la ecuación (3-15).

3.5.1.3. Control de deflexiones

Los elementos sometidos a flexión sufren deflexiones o “flechas”, estas pueden ser provocadas por distintos factores como la magnitud y distribución de la carga, la luz del elemento, propiedades de

sección, cuantía de acero o propiedades de los materiales solicitados bajo cargas de corta y larga duración.

Las flechas son instantáneas debidas a la sobrecarga aplicada o al peso propio de los elementos y a largo plazo debido a todas las cargas permanentes más las sobrecargas, es por esto que las vigas gravitacionales deben diseñarse con una rigidez adecuada y limitando estas flechas que pueden afectar la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

Las deflexiones instantáneas ocurren inmediatamente después de aplicar una carga a la viga y las deflexiones a largo plazo ocurren cuando se combinan los efectos a causa de todas las cargas debidas al peso propio de los elementos más las sobrecargas luego de un tiempo.

Para medir la deflexión adicional a largo plazo, debe determinarse multiplicando la deformación inmediata causada por las cargas permanentes por el factor λ_{Δ} .

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \quad (3-20)$$

Donde:

- ρ' Refuerzo en compresión en la mitad de la luz para vigas.
- ξ Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas. Su valor depende del tiempo de aplicación de la carga y se puede apreciar en el siguiente gráfico.

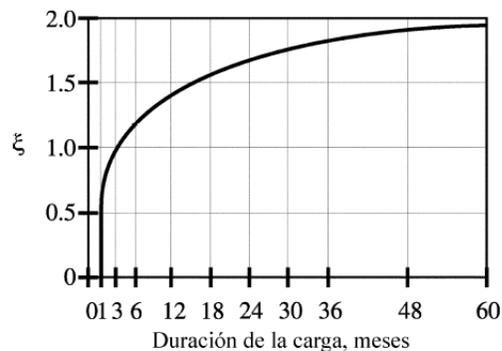


Figura n° 3.12 - "Factores para las deflexiones a largo plazo. [6], R9.5.2.5".

Es importante que luego de un año a partir de la instalación de la viga la deflexión medida sea solo la causada por las sobrecargas, es por esto que se hace vital el uso de una contraflecha, la cual tendrá el mismo valor que la deflexión provocada por las cargas permanentes luego de un año.

Para un correcto diseño se debe comprobar la deflexión instantánea debida a la carga viva y la deflexión a largo plazo luego de 5 años que cumplan con los límites establecidos. Estos se pueden encontrar en la sección 9.5 de [6].

Las deformaciones máximas admisibles utilizadas se presentan a continuación.

Tabla 3.11 - "Deflexión máxima admisible calculada [6]".

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$L / 180$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$L / 360$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	$L / 480$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$L / 240$

Se debe corroborar que la deformación instantánea y la deformación a largo plazo no superen los valores $L/180$ y $L/480$ respectivamente, siendo L el largo de la viga. Si estos límites no se cumplen, se puede recurrir a colocar más armadura en compresión para que la deformación a largo plazo sea menor. Esta singularidad se da en este modelo, donde el diseño del refuerzo en compresión de las vigas gravitacionales queda controlado por la deflexión máxima admisible.

3.5.1.4. Resultados análisis

Para el diseño de las vigas sísmicas fueron escogidas tres configuraciones dependiendo del nivel de carga de la viga, una para los 3 primeros niveles que son los más solicitados y luego se diseñó cada dos pisos el resto del edificio, esto con el afán de no sobredimensionar la estructura. El refuerzo longitudinal proporcionado según las consideraciones anteriormente descritas se detalla en la figura n° 3.13. Se verificó que fuera posible llevar a cabo un diseño a corte por capacidad, sin embargo no se realizó un detallamiento de la armadura de corte puesto que no es de importancia para el propósito final de este trabajo.

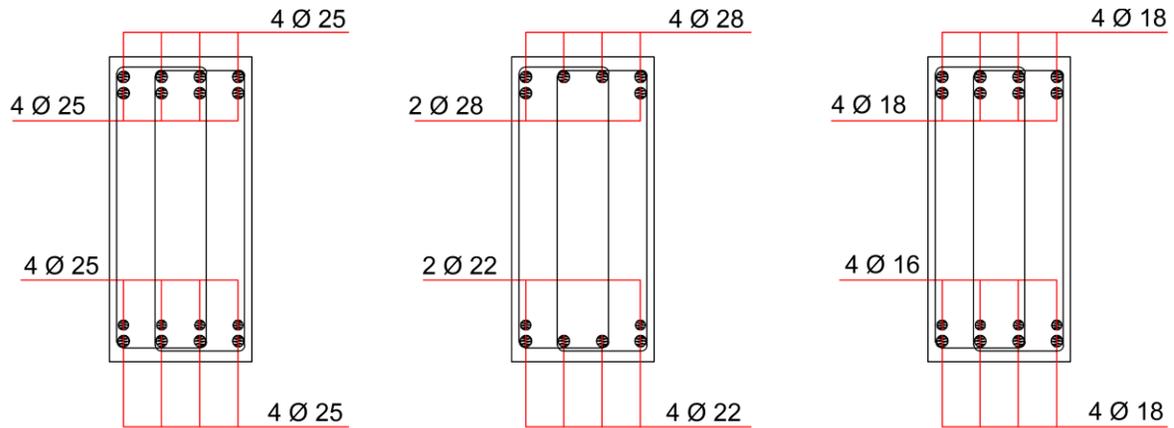


Figura n° 3.13 - "Refuerzo longitudinal vigas sísmicas".

En el caso de las vigas gravitacionales se escogerá la más desfavorable en toda la estructura, distinguiendo entre vigas de borde y vigas centrales. Esta será replicada en toda la altura del edificio. La configuración indica que las vigas gravitacionales están simplemente apoyadas en las columnas por lo que no perciben los efectos del sismo.

Las vigas gravitacionales deben llevar un refuerzo transversal en la parte del "hombro" para cuando se le aplica una carga al ala, allí no es necesario refuerzo para el corte ya que se genera un puntal de compresión.

Las vigas central y de borde se diseñaron con una contraflecha de 4.4 [cm] y 4.86 [cm] respectivamente. Para cumplir con los límites admisibles de deflexiones a ambas vigas se les proporcionó un refuerzo longitudinal en compresión de 3 Φ 16.

A continuación se detallan las vigas señaladas.

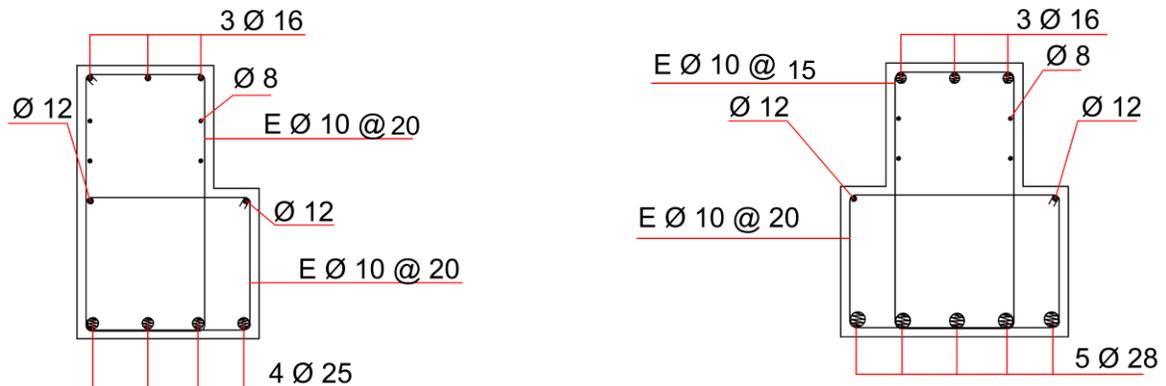


Figura n° 3.14 - "Detalle vigas gravitacionales".

3.5.2. Diseño de Columnas

Las columnas se diseñarán de forma idéntica, considerando la columna más solicitada, que en este caso serán las columnas centrales, repitiendo esta configuración en todo el alto de la estructura.

3.5.2.1. Diseño a flexo compresión

El diseño a flexo compresión tanto de muros como de columnas se lleva a cabo de la misma forma, a través, de la elaboración de curvas de interacción iterando con las distintas solicitaciones provenientes de las combinaciones de carga. La condición de diseño es que cada una de las demandas graficadas deben quedar dentro de la curva de diseño en el diagrama de interacción, ya que esta representa la capacidad que tendrá la columna de resistir esta combinación de esfuerzos. La zona superior del diagrama de interacción indica un comportamiento frágil del elemento, por esto es importante que las solicitaciones estén bajo la carga de balance, evitando así una falla frágil.

A continuación se presenta el diagrama de interacción con las respectivas cargas asociadas de la columna para ambas direcciones de análisis.

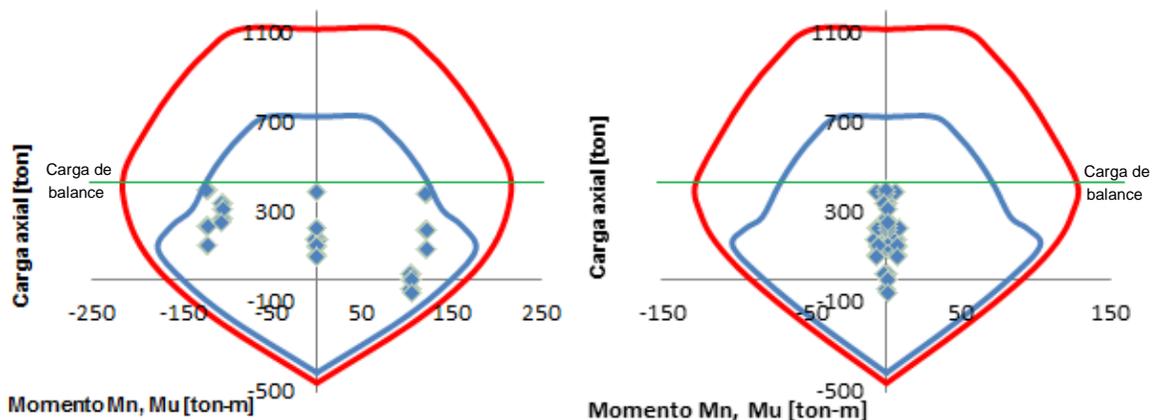


Figura n° 3.15 - "Diagramas de interacción columna en dirección Y - X respectivamente".

3.5.2.2. Requisitos adicionales para el diseño de columnas

- La cuantía longitudinal (ρ) de las columnas debe estar entre $1\% \leq \rho \leq 6\%$.
- La dimensión menor de la sección transversal medida en línea recta, que pasa por el centroide geométrico, no debe ser menor que 30 [cm].
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular, no debe ser menor que 0,4.
- La separación máxima entre la armadura longitudinal no debe ser mayor que 15 [cm].

3.5.2.3. Diseño a corte por capacidad

La fuerza cortante de diseño V_e se determina a través de la suma de los momentos probables actuantes en los extremos de la columna, divididos por el largo de esta. Esto se puede apreciar en la figura n°3.16.

El momento actuante en la base (M_{pr4}) de la columna se obtiene a través de la carga axial mayor y con este valor se obtiene el momento nominal del diagrama de interacción.

El momento superior (M_{pr3}) está asociado a la semisuma de los momentos probables que llegan desde las vigas de ambos lados a la unión.

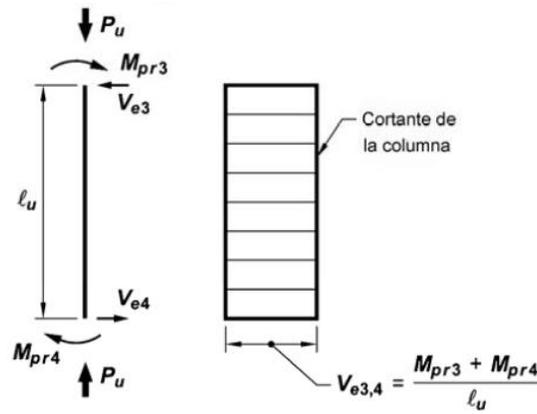


Figura n° 3.16 - "Esquema de corte por capacidad en columna. [6] 21.5.4".

3.5.2.4. Columna fuerte viga débil

Es de suma importancia para el diseño de columnas en marcos especiales establecer una resistencia mínima con el fin de evitar que se produzca fluencia en estas y que la rótula plástica se genere en los extremos de las vigas que llegan al nudo pero jamás en las columnas. Para este propósito se utiliza el criterio columna fuerte viga débil. La obtención de los momentos nominales de las vigas para el cálculo debe ser en el piso donde estos tengan un valor mayor y para el caso de la columna en el penúltimo piso donde el valor es menor debido a su baja carga axial, asegurando de esta manera el caso más desfavorable. Este criterio se cumple en todos los pisos a excepción del último donde no es estrictamente necesario que se cumpla, [6].

$$\sum Mn, columnas \geq 1,2 \sum Mn, vigas \quad (3-21)$$

3.5.2.5. Análisis unión viga-columna

Este análisis debe realizarse con el fin de determinar si el nudo donde se conectan vigas con columnas será capaz de resistir los esfuerzos de corte.

La demanda de corte del nudo se calcula por la siguiente ecuación:

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{uCol} \quad (3-22)$$

Donde:

T_1 y T_2 están dados en función del refuerzo longitudinal de las vigas que llegan al nudo, suponiendo una fluencia no menor que $1,5 f_y$.

La condición de diseño para el nudo esta dado en la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \Phi V_n = \Phi \alpha A_j (f'_c)^{0,5} \quad (3-23)$$

Donde

- Φ Factor de reducción de corte (0,75).
- α Considera el grado de confinamiento que suministran las vigas y toma los siguientes valores: 5,3 para confinamiento en 4 caras; 3,98 para confinamiento en 3 caras o 2 caras opuestas; 3,18 para otros casos. La viga confina si tiene un ancho no inferior a un 75% de la columna en que incide. En este caso confinan ya que el ancho de la viga representa un 80% del ancho de la columna, por lo que se ocupará el valor de 3,98.
- A_j Representa el área de la conexión en la dirección de análisis.

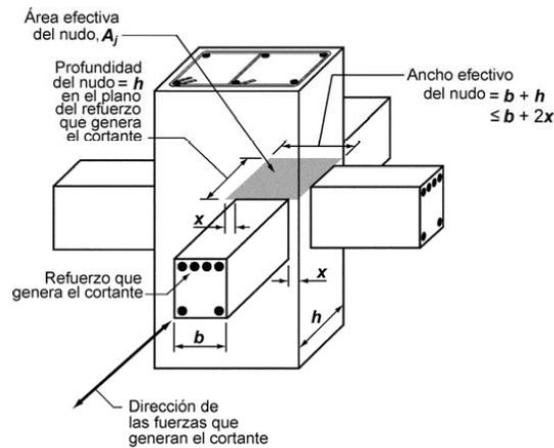


Figura n° 3.17 - "Esquema cálculo de área efectiva del nudo, [6] 21.7.4".

En el caso en estudio, las vigas de los pisos 1, 2, 3 y 4 tienen una mayor cuantía que las de los pisos 5 y 6, por lo que las primeras no cumplen con la condición de diseño del nudo. La solución que se adopta en estos casos es generar un pequeño cubo de hormigón en la unión viga-columna, aumentando así las dimensiones de la unión hasta cumplir con los requerimientos. La unión en este caso quedará de 66 x 100 [cm] en los 4 primeros pisos, aumentando así la resistencia del nudo.

3.5.2.6. Resultados de análisis.

A continuación se presenta la configuración de refuerzo adoptada para las columnas en cuestión, cumpliendo todas las disposiciones anteriormente mencionadas.

- Refuerzo longitudinal: 22 Φ 25.
- Refuerzo transversal: 4E Φ 12 @ 10.

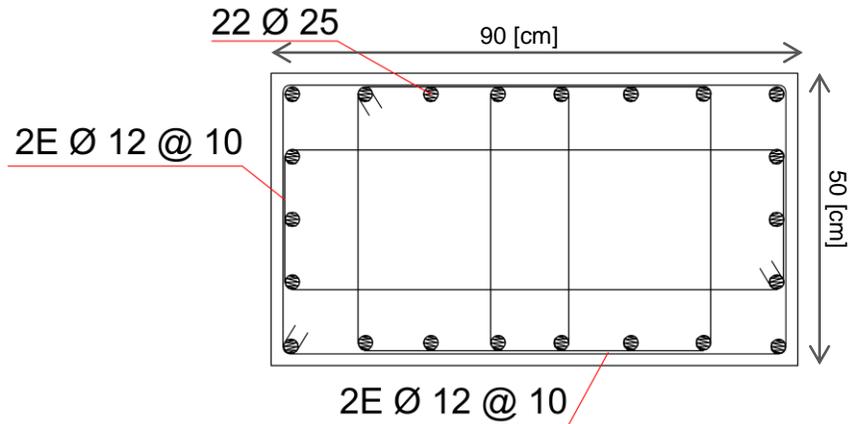


Figura n° 3.18 - "Configuración columnas".

3.5.3. **Diseño de Muros**

Se diseñará un muro y el resultado será replicado en el muro restante utilizando la simetría del edificio.

3.5.3.1. Diseño a flexo-compresión

Al igual que en la columna se itera la configuración del refuerzo longitudinal a través de la generación de un diagrama de interacción que cumpla con las solicitaciones.

Para asegurar una mínima capacidad de deformación plástica en el muro se debe cumplir también con el límite de carga axial P_u . El valor máximo de carga axial se obtiene según la siguiente ecuación.

$$P_{u \max} = 0,35 * f'_c * A_g \quad (3-24)$$

A continuación se presenta el diagrama de interacción del muro para ambas direcciones de análisis.

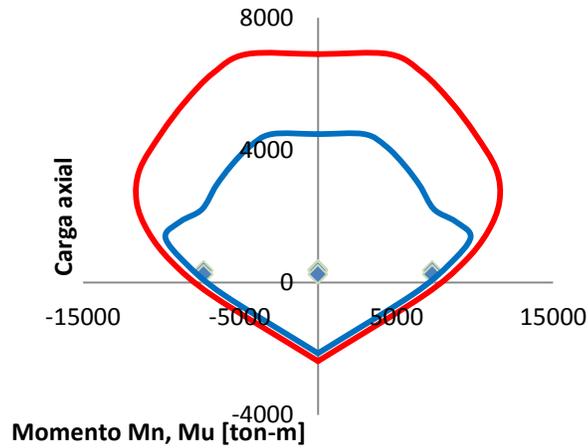


Figura n° 3.19 - "Diagrama de interacción del muro en dirección X".

3.5.3.2. Diseño a corte

Es fundamental evitar que se genere el puntal de compresión que puede llevar a una falla frágil. Para el análisis se consideran solo las cargas que contienen carga sísmica correspondiente a la dirección del muro.

La fuerza de diseño a corte se obtiene de la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi * V_n ; \text{ con } \phi = 0,6 \tag{3-25}$$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c * \sqrt{f'c} + \rho t * f_y) \tag{3-26}$$

Donde:

A_{cv} Área transversal del muro.

α_c Valor variable dependiendo de la relación de aspecto (H/l_w) del muro, que puede ir desde 0,54 hasta 0,79. Se explica claramente en el siguiente gráfico.

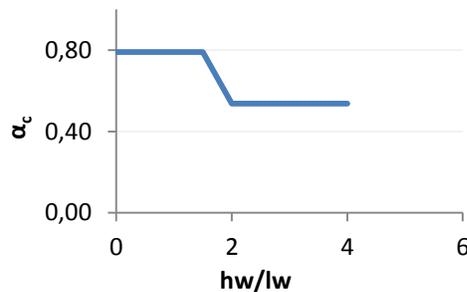


Figura n° 3.20 - "Rango de valores de α_c ".

El valor de V_n no debe ser mayor que:

$$V_n \leq 2,65 A_{cw} \sqrt{f'_c} \quad (3-27)$$

3.5.3.3. Capacidad de deformación

En [5], en el apartado 21.9.5.4 se indica que “la sección crítica de todo muro con razón de aspecto H_t/l_w mayor o igual a 3 debe tener capacidad de curvatura, Φ , mayor que la demanda de curvatura, Φ_u , calculada a través de la siguiente expresión:

$$\Phi_u = \frac{2 * \delta_u}{H_t * l_w} \leq \frac{0,8\%}{c} \quad (3-28)$$

Donde:

- δ_u Desplazamiento de diseño obtenido del espectro de desplazamientos.
- H_t Altura del muro.
- l_w Ancho transversal del muro.
- c Eje neutro.

Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial P_u consistente con δ_u . La deformación unitaria ϵ_c , en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro deberá ser menor o igual que 0,008. Los resultados se exponen en la tabla 3.12.

Tabla 3.12 - “Capacidad de deformación muro”.

CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN	
Máxima carga axial de diseño [tonf]	380
Capacidad de curvatura para máxima carga axial de diseño [rad/m]	0.03
Desplazamiento de diseño [m]	0.11
Curvatura requerida para desplazamiento de diseño [rad/m]	0.021

3.5.3.4. Resultados de análisis

La simetría de la estructura hace que ambos muros reciban la misma sollicitación por lo que se diseñará cualquiera de los dos muros y sus resultados serán aplicables al muro restante.

A continuación se presenta el diseño del refuerzo longitudinal y transversal del muro.

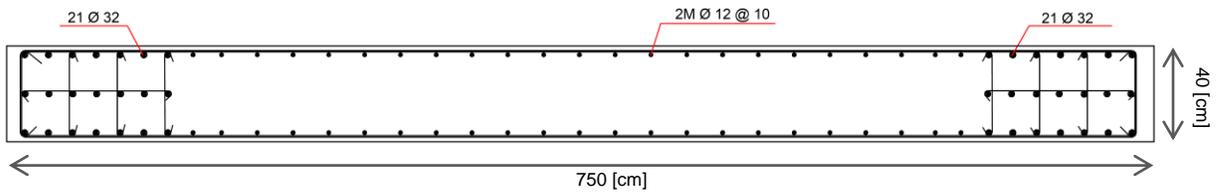


Figura n° 3.21 - "Configuración muros".

El siguiente gráfico contiene el diagrama de corte para todos los pisos obtenido de la combinación 4 que fue la que presentó la mayor sollicitación. Muestra los valores de corte último, corte nominal de diseño y corte nominal máximo.

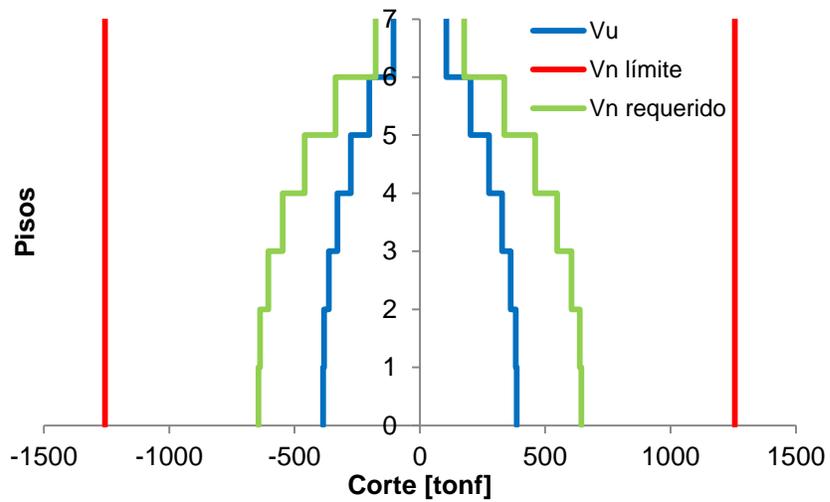


Figura n° 3.22 - "Diagrama de corte muros".

CAPITULO IV

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNIONES HÍBRIDAS.

En el apartado 2.2 de este documento se describió a rasgos generales la composición y funcionamiento de una conexión híbrida. En esta sección se detallarán los requerimientos de diseño para la unión, con las disposiciones señaladas en el capítulo anterior asegurando así el cumplimiento de la normativa Chilena.

Se diseñará y analizará el edificio solamente en la dirección “Y”, donde su sistema sismo resistente es a base de marcos prefabricados.

4.1. Criterios de diseño

4.1.1. Control de histéresis tipo bandera y condición de autocentrado.

La respuesta sísmica de un sistema híbrido es en base a un mecanismo autocentrante – disipativo, lo que lleva a una histéresis del tipo bandera o “flag-shape”.

La capacidad total de momento de la conexión se obtiene de la combinación de dos tipos de acero de refuerzo, con preesfuerzo y regular. El torón postensado deshaderido, provee de características auto-centrantes al marco. El acero convencional, localizado ya sea al interior o al exterior de la sección, provee una contribución adicional a momento, además de propiedades de disipación de energía.

La relación λ entre la contribución del momento autocentrante aportado por el postensado (M_{pt}) y el momento disipativo (M_s), se adopta como el principal parámetro de diseño para marcos híbridos, definiendo la forma del ciclo de histéresis y las características generales del comportamiento del sistema. La relación queda de la siguiente forma:

$$\lambda = \frac{M_{pt}}{M_s} \quad (4-1)$$

Las propiedades y forma del ciclo de histéresis pueden variar dependiendo de los distintos niveles contribución de los aceros de refuerzo, como se muestra en la figura 4.1.

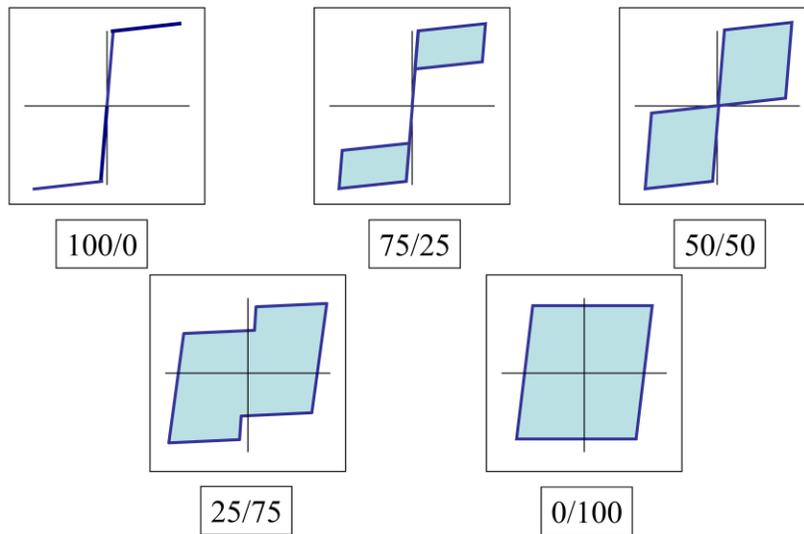


Figura n° 4.1 - "Efectos de la variación en la relación auto-centrante (nominador) v/s disipativa (denominador) de la curva histerética tipo bandera [2]".

Una completa condición de auto-centrado puede ser obtenida asegurando que la contribución de momento del auto-centrado sea mayor que la contribución del acero convencional, cerrando así la conexión en cada ciclo. Esto se asegura proporcionando una relación de contribución de momento λ mayor que 1.

Con el fin de tener en cuenta el factor de sobre resistencia esperada del material asociado con el acero de refuerzo convencional o los dispositivos de disipación adoptados, se introduce un factor α_0 de manera que:

$$\lambda = \frac{M_{pt}}{M_s * \alpha_0} \geq 1.0 \quad (4-2)$$

Donde:

α_0 Factor de mayoración asociado al componente disipativo. En B.4.3.2 de [9] se recomienda utilizar como mínimo un valor de 1.15.

Para un correcto funcionamiento del sistema [7] sugiere usar una relación de 60:40, por lo tanto un factor λ de 1.5.

4.1.2. Consideraciones de diseño

- Las demandas para el diseño de la viga serán las mismas que las utilizadas en la viga convencional, cumpliendo con todas las exigencias de un diseño regido por la normativa Chilena.
- La rotación objetivo será escogida en función de que el desempeño de la conexión sea a lo menos similar al de una convencional.
- La deformación máxima en los tendones de postensado, no debe superar el 90% de la deformación de fluencia [2], esto es con el fin de que permanezca siempre elástico, aún para la máxima demanda de giro.

$$\varepsilon_{ptm\acute{a}x} \leq 0.9 \varepsilon_{py} \quad (4-3)$$

- El postensado debe desarrollar una comprensión en la interface que permita como mínimo resistir por roce las cargas gravitacionales mayoradas [1].
- Justo en la interface se aplicará una película de mortero que recibirá en forma directa los movimientos entre la viga y la columna conectadas. La resistencia a la compresión debe ser como mínimo la del hormigón de la viga.
- Ante una posible pérdida del postensado, la armadura convencional debe resistir las cargas gravitacionales por efecto tarugo [1]. Esto servirá como un mecanismo de respaldo.
- Las barras de acero convencional aportan a la capacidad de momento de la sección y a su vez contribuyen en la disipación de energía.
- La envolvente de la respuesta momento-rotación será la misma independiente de si el acero disipador de energía está dentro de la conexión o por fuera de esta.
- El hormigón en los extremos de la viga será confinado para prevenir roturas en los bordes de la sección en el máximo requerimiento de rotación

4.2. Análisis seccional

A continuación se realizará un análisis a nivel de sección de una conexión híbrida viga – columna bajo las condiciones descritas en la sección 8 de [2].

En la siguiente figura se presenta el mecanismo de abertura de la conexión de un sistema híbrido. Será de utilidad para visualizar las diferentes condiciones geométricas para la obtención de la elongación de los aceros convencional y postensado.

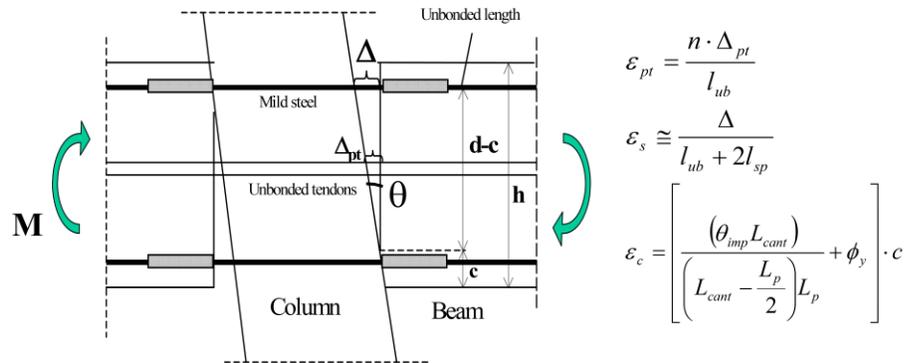


Figura n° 4.2 -"Mecanismo de conexión de un sistema híbrido [2]".

4.2.1. Analogía de viga monolítica (MBA)

Al realizar el análisis seccional de un elemento, para cumplir con la compatibilidad de deformaciones deben cumplirse ciertas condiciones, una de estas es que la barra de refuerzo no debe deslizarse con respecto del hormigón que la rodea. La mayor dificultad en el análisis de sección en una conexión híbrida se debe al hecho de que presenta refuerzo de forma adherida y sin adherir al hormigón, lo que genera que se produzca una incompatibilidad de deformaciones entre el acero y el hormigón en la sección crítica de la interface.

Cuando se abre la unión, los distintos aceros que esta posee trabajan de manera independiente del hormigón, esto atenta en contra de la condición de adherencia perfecta afectando directamente la compatibilidad de deformaciones, haciendo imposible un análisis seccional tradicional de la conexión una vez que esta se abre [15].

La analogía de viga monolítica (MBA) aparece como solución para poder determinar las deformaciones unitarias del hormigón y el acero de refuerzo, introduciendo una nueva condición al análisis relacionada con el desplazamiento global del elemento.

Suponiendo que el punto de contraflexión (inflexión) debido a cargas laterales en la viga se produce a mitad del tramo, se compara el desplazamiento final de dos esquemas en voladizo [15].

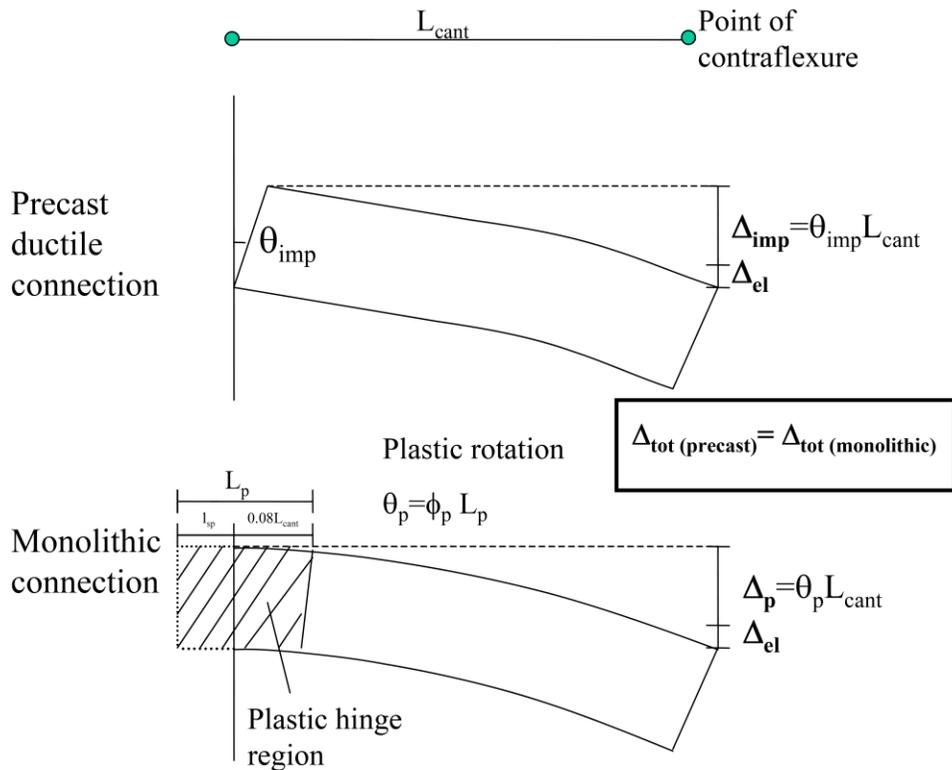


Figura n° 4.3 - "Analogía de viga equivalente. Fuente [15]".

En el caso de elementos prefabricados, la apertura de la conexión viga-columna resulta en una rotación rígida impuesta θ_{imp} y la deformación inelástica se concentra en la interfaz. Para la viga monolítica la deformación inelástica se distribuye a través de la rótula plástica, esto se debe a la penetración y anclaje del acero de refuerzo.

Para la viga prefabricada, el desplazamiento total del borde se obtiene al sumar la rotación rígida impuesta más la contribución debido a la deformación elástica.

$$\Delta_{total} = \Delta_{imp} + \Delta_{el} \quad (4-4)$$

$$\Delta_{total} = L_{cant} \theta_{imp} + \Delta_{el} \quad (4-5)$$

Donde:

L_{cant} Distancia entre la interfaz y el punto de contraflexión.

Δ_{el} Deformación en el borde de la viga.

En la viga monolítica la deformación total está dada por la suma de un aporte elástico y uno plástico, donde este último se aproxima por la rotación rígida del extremo de la viga:

$$\Delta_{total} = \Delta_p + \Delta_{el} \quad (4-6)$$

$$\Delta_{total} = L_{cant} \theta_p + \Delta_{el} \quad (4-7)$$

Suponiendo que las dos vigas son idénticas en términos de geometría y refuerzo, las deformaciones elásticas serían iguales y al imponer el mismo desplazamiento total, las contribuciones plásticas pueden equipararse.

$$\Delta_{TOTAL (prefabricada)} = \Delta_{TOTAL (monolítica)} \quad (4-8)$$

$$\Delta_{imp} + \Delta_{el} = \Delta_p + \Delta_{el} \quad (4-9)$$

$$\Delta_{imp} = \Delta_p \quad (4-10)$$

$$L_{cant} \theta_{imp} = \Delta_p \quad (4-11)$$

4.2.1.1. Deformación unitaria en el hormigón

De las relaciones mencionadas anteriormente sumado a los conceptos de curvatura última y de fluencia propuestos por Priestley y Paulay en [16] se obtienen las siguientes relaciones.

$$\theta_p = \Phi_p * L_p \quad (4-12)$$

$$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \quad (4-13)$$

$$\Delta_p = \theta_p \left[L_{cant} - \frac{L_p}{2} \right] = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left[L_{cant} - \frac{L_p}{2} \right] \quad (4-14)$$

Donde:

- θ_p Rotación plástica.
- L_p Longitud de la rótula plástica.
- Φ_y Curvatura de fluencia.
- Φ_u Curvatura última.

$$L_{cant} \theta_{imp} = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left[L_{cant} - \frac{L_p}{2} \right] \quad (4-15)$$

La curvatura última puede ser definida como:

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (4-16)$$

Donde “c” es la profundidad del eje neutro y ϵ_c la deformación unitaria del hormigón en su fibra más comprimida, entonces.

$$\Phi_u = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{L_{cant} \theta_{imp}}{\left[L_{cant} - \frac{L_p}{2} \right] * L_p} + \Phi_y \quad (4-17)$$

$$\epsilon_c = \left[\frac{L_{cant} \theta_{imp}}{\left[L_{cant} - \frac{L_p}{2} \right] * L_p} + \Phi_y \right] c \quad (4-18)$$

La condición adicional relacionada con el desplazamiento global del elemento satisface la compatibilidad de deformaciones y resulta en una relación entre la deformación unitaria del hormigón y la posición del eje neutro. Para cada valor de eje neutro, la relación de compatibilidad entrega un valor único de deformación unitaria del hormigón que debe satisfacer las condiciones de equilibrio en la sección. [15]

4.2.1.2. Deformación unitaria del acero convencional

La deformación total del acero convencional es la suma de sus componentes elástico ϵ_e y plástico ϵ_p . Esto se puede ver en la figura 4.4.

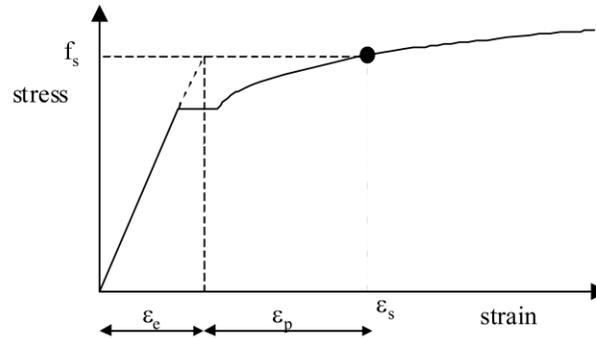


Figura n° 4.4 - “Componentes elástico y plástico de la deformación del acero”.

Para el cálculo de la deformación ϵ_s , la concentración de rotación debida a la abertura de la interface viga-columna simplifica el procedimiento.

$$\epsilon_s = \frac{\Delta - 2 * \Delta_{sp}}{l_{ub}} \quad (4-19)$$

Donde:

- Δ Elongación al nivel del acero convencional, debido a la abertura de la conexión.
- Δ_{sp} Elongación debido a la penetración del acero. En el acero convencional, se supone que ocurre en ambos extremos de la zona no adherida.
- l_{ub} Longitud deshaderida en el acero convencional.

La elongación del acero convencional Δ , se obtiene por geometría, esto se puede observar en la figura 4.2, de donde se obtiene la siguiente relación.

$$\Delta = \theta * (d - c) \quad (4-20)$$

Donde:

d Profundidad efectiva de la viga.

c Profundidad eje neutro.

La contribución de la elongación debido a la penetración del acero Δ_{SP} , se obtiene de la siguiente expresión:

$$\Delta_{SP} = \frac{2}{3} l_{SP} \varepsilon_e + l_{SP} \varepsilon_p \quad (4-21)$$

Donde:

l_{SP} Representa el efecto de penetración del acero convencional.

ε_e Deformación elástica del refuerzo.

ε_p Deformación plástica del refuerzo.

De esta manera, sustituyendo en la ecuación y simplificando se obtiene:

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta + \frac{2}{3} l_{SP} * \alpha \varepsilon_y}{l_{ub} + 2l_{SP}} \quad (4-22)$$

Considerando que el acero presenta altos valores de deformación en el dominio plástico, el término $\frac{2}{3} * l_{SP} * \alpha \varepsilon_y$ es insignificante por lo que se puede reducir de la ecuación [15], quedando finalmente:

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta}{l_{ub} + 2 l_{SP}} \quad (4-23)$$

4.2.1.3. Deformación unitaria acero postensado

La deformación de los tendones de postensado se obtiene por geometría de la figura 4.2. Hay que tener en cuenta que el acero postensado presenta una deformación inicial que también debe ser considerada.

$$\varepsilon_{ps} = \frac{n * \Delta_{pt}}{L_{ub}} + \varepsilon_{pti} \quad (4-24)$$

Donde:

- n Número de aperturas a lo largo del marco (en las interfaces viga-columna).
- Δ_{pt} Elongación total (elástica + plástica) a nivel de los tendones de postensado.
- L_{ub} Longitud sin adherir a lo largo del eje de los tendones de postensado.
- ε_{pti} Deformación inicial del acero postensado.

La elongación total del acero postensado “ Δ_{pt} ” suponiendo que el tendón está ubicado a media altura de la viga, se obtiene según la siguiente relación geométrica:

$$\Delta_{pt} = \left[\frac{h}{2} - c \right] \theta \quad (4-25)$$

Siendo $(h/2 - c)$ la posición relativa de los tendones de postensado, con “h” igual a la altura de la viga.

4.2.2. Relación esfuerzo deformación de los materiales constituyentes

Para obtener los resultados precisos de esfuerzos efectivos y fuerzas actuantes, es necesario establecer claramente las relaciones entre esfuerzo y deformación asociados a distintos niveles para cada uno de los materiales.

A continuación se describen las características de los modelos de comportamiento del acero y hormigón recomendados por [2] que serán los implementados para el análisis seccional.

4.2.2.1. Relación esfuerzo deformación hormigón

La relación esfuerzo deformación del hormigón se obtiene según el modelo propuesto en [17] por Mander et al.

$$f'_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (4-26)$$

La resistencia máxima del concreto confinado f'_{cc} puede ser evaluada en función del esfuerzo de confinamiento lateral efectivo f'_l que a su vez es obtenido a través de un factor de confinamiento efectivo y la cuantía efectiva de confinamiento.

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - 2 \frac{f'_l}{f'_c} - 1.254 \right] \quad (4-27)$$

$$f'_l = k_e \rho_s f_y \quad (4-28)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (4-29)$$

Donde ε_c es la deformación unitaria del hormigón y ε_{cc} es la deformación unitaria asociada al esfuerzo máximo confinante.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (4-30)$$

ε_{co} es la deformación unitaria del hormigón sin confinar correspondiente a la resistencia máxima, suele tomarse como 0.002.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (4-31)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (4-32)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_s f_y \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (4-33)$$

Donde ε_{su} es la deformación última del acero y ρ_s es la cuantía efectiva de confinamiento.

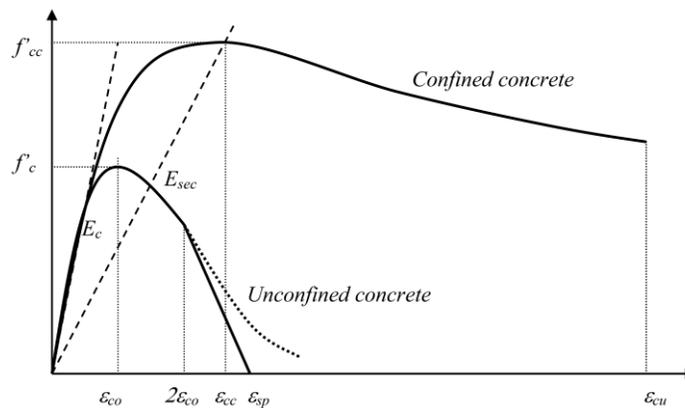


Figura n° 4.5 - "Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y sin confinar, Mander et al. [2]".

Para el cálculo de la distribución de esfuerzos no se ocupará el bloque rectangular equivalente ya que se integrará directamente el área bajo la curva del hormigón confinado para realizar los cálculos de fuerza y posición de la resultante medida desde el eje neutro.

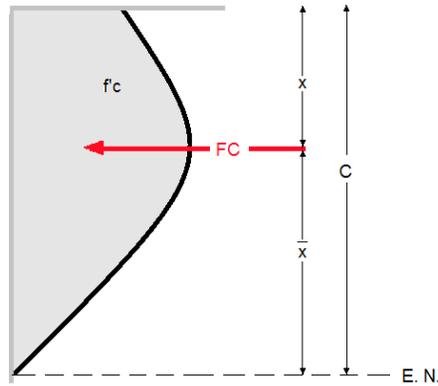


Figura n° 4.6 -"Esquema distribución de esfuerzos".

4.2.2.2. Relación esfuerzo deformación acero convencional

En [2] se recomienda utilizar la relación propuesta por Dood y Restrepo, esta se obtiene mediante las siguientes relaciones:

Para $\epsilon_s \leq \epsilon_y$

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad (4-34 a)$$

Para $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$

$$f_s = f_y \quad (4-34 b)$$

Para $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^p \quad (4-34 c)$$

Donde:

- ϵ_s, f_s Situación genérica de esfuerzo deformación.
- ϵ_y, f_y Punto de fluencia.
- ϵ_{sh}, f_y Comienzo del endurecimiento.
- ϵ_{su}, f_{su} Esfuerzo último.
- ϵ_x, f_x Punto arbitrario en la zona de endurecimiento. En [18] se recomienda usar una deformación unitaria del 5% con el respectivo esfuerzo de 5670 [kgf/cm²].
- p Factor de poder que describe el endurecimiento por deformación, es evaluado con:

$$p = \frac{\log \left[\frac{f_{su} - f_x}{f_{su} - f_y} \right]}{\log \left[\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_x}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]} \quad (4-35)$$

El comportamiento esfuerzo-deformación del acero convencional es ilustrado en la figura 4.7, adaptada de [2].

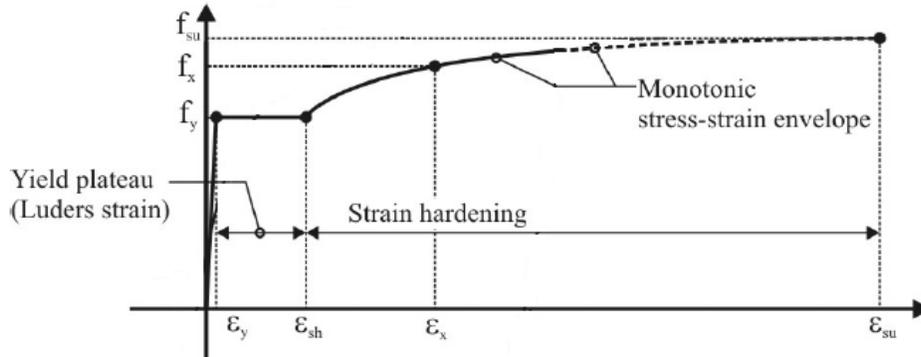


Figura n° 4.7 - "Modelo esfuerzo-deformación para el acero convencional considerando la zona elástica, meseta de fluencia y zona de endurecimiento por deformación [2]".

4.2.2.3. Relación esfuerzo deformación acero postensado

Para el acero postensado [18] recomienda utilizar la curva propuesta por Mattock en [19] para cables de postensado de grado 270. Se obtiene a través de la siguiente ecuación:

$$f_{ps} = \epsilon_{pt} E_p \left[0.020 + \frac{0.98}{\left[1 + \left(\frac{\epsilon_{pt} E_p}{1.04 f_{py}} \right)^{1.36} \right]^{1/1.36}} \right] \quad (4-36)$$

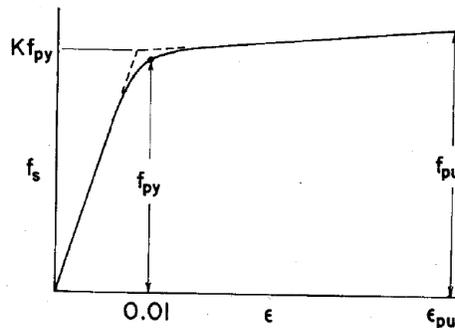


Figura n° 4.8 - "Curva típica esfuerzo deformación para acero postensado. Fuente [19]".

4.2.3. Respuesta momento rotación

En marcos prefabricados con conexiones híbridas la demanda inelástica se concentra en la interface viga-columna con la apertura y cierre de una sola "grieta", lo que causa una curvatura infinita en la sección crítica. Es por esta razón que al definir el comportamiento de la sección se debe emplear una relación momento-rotación por sobre la tradicional relación momento-curvatura [2].

A continuación se presenta un diagrama de flujo que resume el procedimiento de análisis descrito anteriormente para obtener la respuesta momento-rotación.

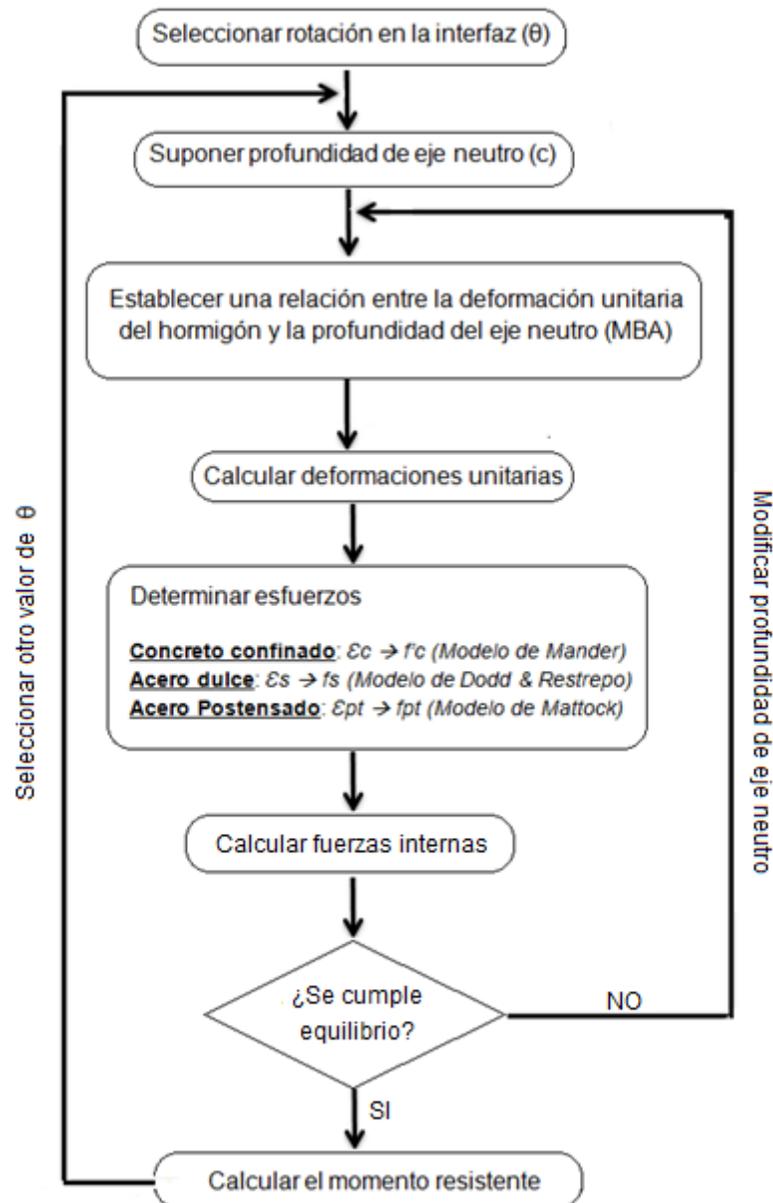


Figura n° 4.9 -"Diagrama de flujo para la obtención de la respuesta momento-rotación. Adaptado de [18]".

CAPITULO V

APLICACIÓN DE DISEÑO DE CONEXIONES HÍBRIDAS

En este capítulo se presenta el diseño de la dirección “Y” de la estructura descrita en el capítulo 2, su sistema sismo resistente es en base a marcos prefabricados con conexiones híbridas en todos sus ejes.

Las distintas especificaciones de diseño deben cumplir con la normativa vigente en Chile además de cumplir con los códigos de diseño de conexiones híbridas. Estas son obtenidas de [6] [5] [3] [8] y [2].

5.1. Solicitaciones de diseño

5.1.1. Momento de diseño

El momento de diseño se obtiene a través de las combinaciones de carga anteriormente mencionadas en 3.2.3 y será replicado para todas las vigas como el análisis del caso más desfavorable.

$$M_u = 90.8 \text{ [ton} \cdot \text{m]}$$

5.1.2. Rotación de diseño

Según las recomendaciones de [2] se usará una rotación de diseño de $\theta = 2.5\%$

5.2. Propiedades de los materiales

5.2.1. Hormigón

Al igual que en el diseño convencional se emplea hormigón H-35.

Tabla 5.1 - “Propiedades del hormigón”

PROPIEDADES DEL HORMIGÓN UTILIZADO	
Calidad hormigón	H - 35
Resistencia máxima hormigón no confinado " f'_c " [Kg/cm ²]	300
Resistencia máxima hormigón confinado " f'_{cc} " [Kg/cm ²]	365
Deformación unitaria asociada a f'_{cc} " ϵ_{cc} "	0.007
Deformación unitaria última " ϵ_{cu} "	0.02
Factor de confinamiento efectivo " k_e "	0.68
Cuantía volumétrica " ρ_s "	1.36%

La curva esfuerzo-deformación del hormigón utilizada para el análisis es la siguiente.

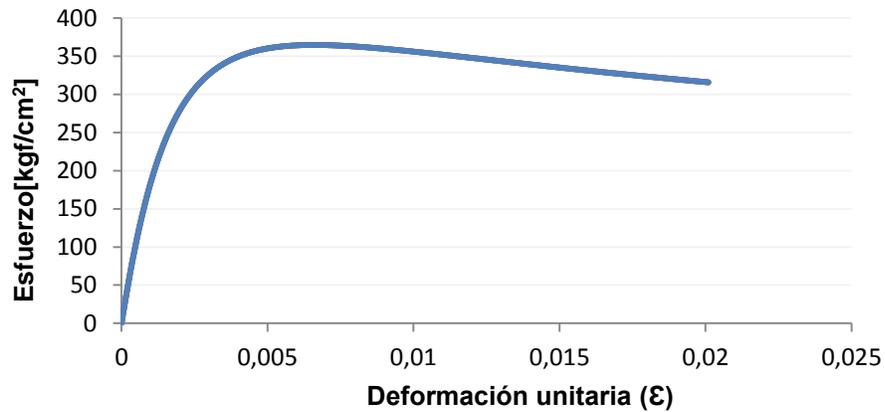


Figura n° 5.1 - "Curva esfuerzo deformación hormigón confinado".

5.2.2. Acero convencional

Se emplea acero A 630-420 H con las siguientes propiedades.

Tabla 5.2 - "Propiedades acero convencional".

PROPIEDADES ACERO CONVENCIONAL	
Modulo elasticidad " E_s " [kg/cm ²]	2100000
Esfuerzo de Fluencia " f_{sy} " [kg/cm ²]	4200
Esfuerzo de Rotura " f_{su} " [kg/cm ²]	6300
Deformación fluencia " ε_{sy} "	0,002
Deformación última " ε_{su} "	0.1
Inicio del endurecimiento " ε_{sh} "	0,0138
Valor arbitrario de deformación en la región de endurecimiento " ε_x "	0,0523
Esfuerzo correspondiente a ε _x " f_x "	5670

La curva esfuerzo-deformación utilizada para el análisis es la siguiente.

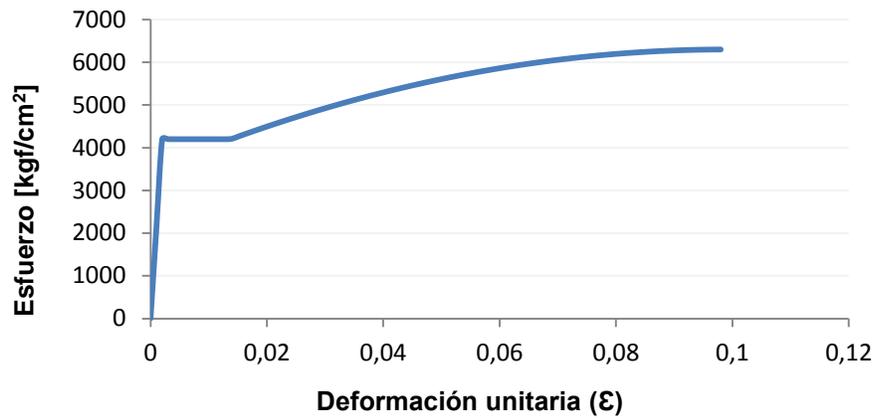


Figura n° 5.2 - "Curva esfuerzo deformación acero convencional".

5.2.3. Acero postensado

Se ocupará torón de acero postensado grado 270 cuyas propiedades son las siguientes.

Tabla 5.3 - "Propiedades acero postensado".

PROPIEDADES ACERO POSTENSADO	
Módulo elástico " E_{pt} " [kg/cm ²]	2046012
Esfuerzo de fluencia " F_{pty} " [kg/cm ²]	17991
Deformación unitaria de fluencia " ϵ_{pty} "	0,00879
Deformación unitaria máxima " $\epsilon_{ptmax} = 0,9 \epsilon_{py}$ "	0,00791
Deformación inicial	0,00616

La curva esfuerzo-deformación utilizada para el análisis es la siguiente.

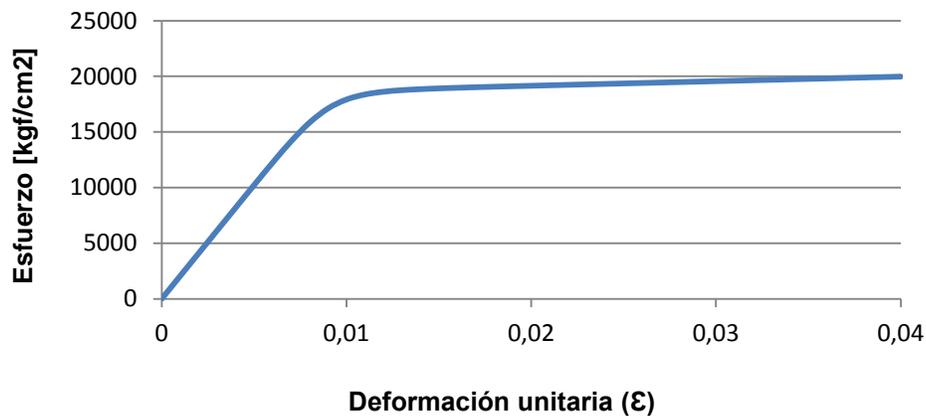


Figura n° 5.3 - "Curva esfuerzo deformación acero postensado".

5.3. Configuración de refuerzo y obtención curva momento-rotación

La elección de la configuración del refuerzo y posterior obtención de la curva momento rotación, fue a través de un proceso iterativo realizado en el programa Matlab R2015a [20]. A continuación se presentan los resultados de este análisis.

5.3.1. Refuerzo longitudinal viga híbrida

Para el diseño de las vigas se escogió la más desfavorable y se replicó en toda la altura de la estructura analizada. El refuerzo longitudinal convencional y postensado se detalla en la figura 5.4

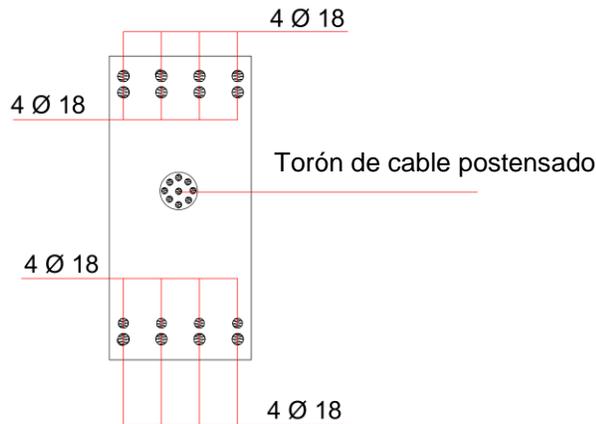


Figura n° 5.4 - "Detalle refuerzo longitudinal viga híbrida".

Tabla 5.4 - "Configuración de refuerzo viga híbrida".

TIPO REFUERZO	N° BARRAS	DIÁMETRO BARRA
Refuerzo convencional superior	8	Φ 18
Refuerzo convencional inferior	8	Φ 18
Torón Postensado	9	1.524 [mm]

5.3.2. Respuesta momento-rotación

Para la obtención de la respuesta momento-rotación se generó en Matlab [20] un vector de rotaciones haciendo variar el valor de θ desde cero hasta el drift objetivo 2.5% con un paso de 0.0025, sumando así un total de 99 puntos representativos para la generación de la curva (ver anexo 1). La obtención de los distintos valores de los momentos nominales en la sección asociados a cada nivel de rotación se siguió el procedimiento descrito en 4.2.1.

A continuación se presenta la verificación del diseño para que cumpla con la propiedad de auto centrado, disipación de energía y el momento demandante.

5.3.2.1. Verificación capacidad de auto centrado

Según lo expresado en 4.1.1, para asegurar el autocentrado de la estructura el valor de λ debe aproximarse a 1.5 para cumplir la condición. Del diseño se obtiene $\lambda = 1.4807$, asegurando el autocentrado en el sistema con una histéresis del tipo bandera. Los momentos resistentes obtenidos son del orden de 48 y 72 [ton-m] aportados por el acero convencional y el acero postensado respectivamente.

5.3.2.2. Verificación deformación máxima acero postensado y hormigón

En 4.1.2 se menciona que la deformación máxima del acero postensado no debe superar el 90% de la deformación de fluencia, para asegurar así que funcione siempre elásticamente. Del diseño se obtiene una deformación máxima del postensado igual a un 86% de la deformación de fluencia, asegurando de esa forma un funcionamiento en rango elástico en todo momento. El preesfuerzo, o deformación inicial, corresponde a una deformación del 70% de la deformación de fluencia.

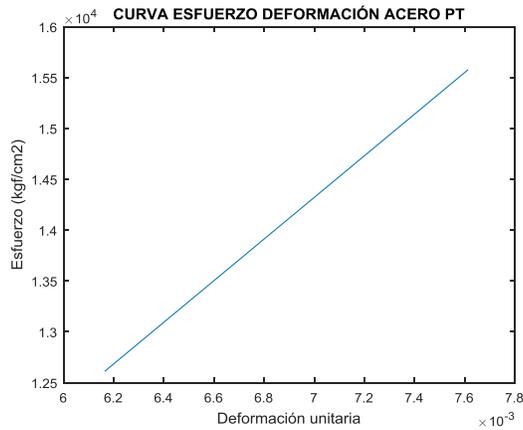


Figura n° 5.5 - "Curva esfuerzo deformación acero postensado".

La deformación unitaria del hormigón alcanza un 75% de la deformación última, cumpliendo ampliamente con este parámetro.

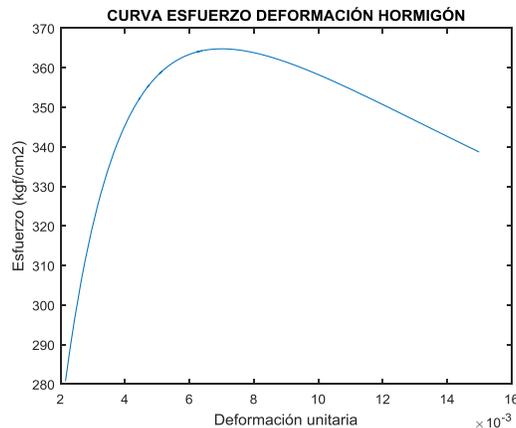


Figura n° 5.6 - "Curva esfuerzo-deformación hormigón".

El acero convencional alcanza una deformación unitaria de 0.0225.

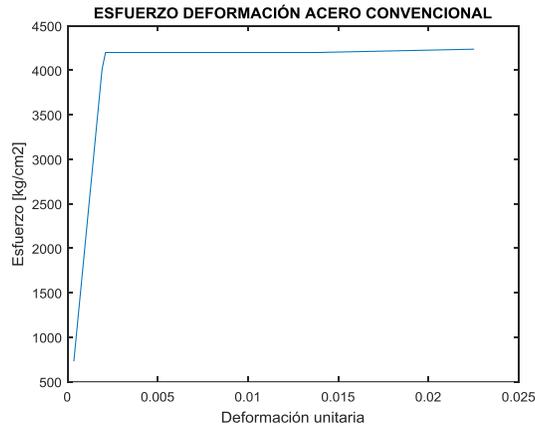


Figura n° 5.7 - "Curva esfuerzo deformación acero convencional".

El cambio del valor de la profundidad del eje neutro se puede observar en la siguiente figura. Para la rotación de diseño el valor del "eje neutro" converge en 21 [cm].

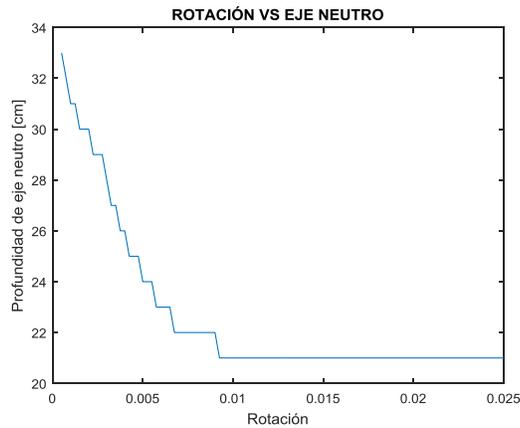


Figura n° 5.8 - "Curva eje neutro versus rotación".

5.3.2.3. Verificación momento de diseño

La configuración de refuerzo convencional y postensado proporcionan a la viga híbrida a un momento nominal de 120.5 [tonf-m], aplicado un factor de reducción de resistencia de 0.85 [2] el valor final supera en un 13% el valor de la demanda.

A continuación, se presenta la tabla 5.5 donde se resumen los puntos anteriormente mencionados.

Tabla 5.5 - "Resumen verificación diseño viga".

RESUMEN VERIFICACIÓN DE DISEÑO VIGA HÍBRIDA	
λ	1.4807
$\frac{\varepsilon_{ptmáx}}{\varepsilon_{pty}}$	0.86
$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}}$	0.75
$\frac{\Phi M_n}{M_w^*}$	1.13

5.3.3. Curva de respuesta idealizada

Usando una aproximación bilineal con 3 puntos de cada una de las curvas se obtiene la curva de momento-rotación que será ocupada para el análisis no lineal de la estructura.

Si bien es cierto que para una deformación igual a cero el cable de postensado tiene un cierto esfuerzo debido a la tensión inicial, para efectos de modelación se considera como se muestra en la figura 5.5, con una curvatura de fluencia igual para ambos tipos de acero.

Cabe destacar que la mencionada anteriormente curva del tipo bandera se presenta al sumar las contribuciones de ambos tipos de acero.

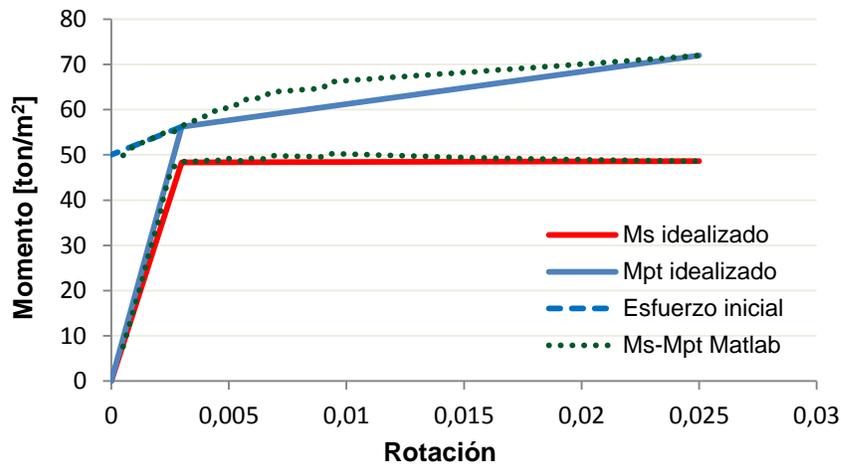


Figura n° 5.9 - "Diagrama momento rotación viga híbrida".

CAPITULO VI

ANÁLISIS NO LINEAL

En el presente capítulo se realiza un análisis no lineal tiempo-historia en una dirección de la estructura, esta será analizada de tres formas diferentes y se compararán los resultados.

- Estructura convencional.
- Estructura con conexiones híbridas convencionales.
- Estructura con conexiones híbridas del tipo plug & play.

El análisis se realiza solamente en la dirección “Y” con el fin de observar el comportamiento del sistema de marcos sismoresistentes que fueron diseñados en los capítulos anteriores.

Para la realización del análisis se usarán 3 registros de aceleración, consistentes con el tipo de suelo y la zona sísmica donde se ubica la estructura.

6.1. Análisis dinámico Tiempo-Historia

Una estructura al ser sometida a un sismo real puede sufrir cambios en la rigidez y resistencia de los elementos estructurales debido a las diferentes incursiones de estos en rango no lineal, afectando así el comportamiento de la estructura. Por este motivo es necesario realizar un modelo que considere la pérdida de rigidez, a través del uso de modelos histeréticos no lineales.

Para la realización del análisis se usará el programa RUAUMOKO 2D [21], el cual resuelve la ecuación de movimiento de la estructura de forma numérica aplicando el método de Newmark de aceleración constante, considerando los factores anteriormente mencionados.

6.2. Modelación estructura Ruaumoko

El modelo a ocupar en Ruaumoko consta de un solo eje (eje “C”) ya que debido a su completa simetría es representativo para todo el edificio en la dirección “Y” de análisis considerando un cuarto de la masa total de la estructura.

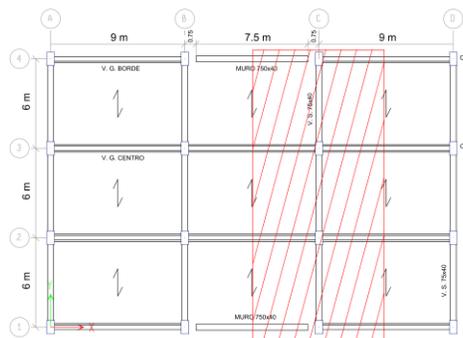


Figura n° 6.1 - “Eje a analizar en Ruaumoko 2D”.

Para la modelación se tomaron las siguientes consideraciones generales:

- Se analiza la estructura en una sola dirección.
- La estructura se supone empotrada sobre una base infinitamente rígida.
- Vigas y columnas se definen como elementos lineales sin masa.
- Propiedades geométricas elásticas e inelásticas se establecen a través de un análisis seccional.
- Se considera $\frac{1}{4}$ de la masa total concentrada en los nodos.
- Se introduce un amortiguamiento del 5% inherente al material.
- Los nodos horizontales están acoplados entre sí, generando un efecto de diafragma rígido que permite la compatibilidad de desplazamientos horizontales en un mismo nivel.

6.2.1. Estructura convencional

El comportamiento inelástico de vigas y columnas se simula a través del modelo de plasticidad concentrada de Giberson de una componente.

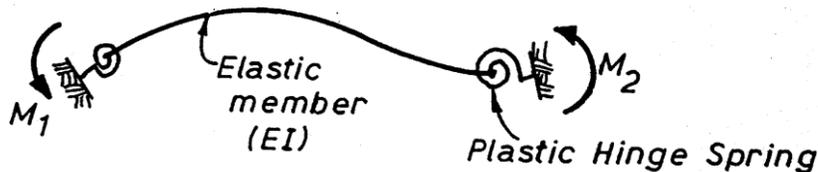


Figura n° 6.2 - "Componente de Giberson [21]".

El modelo consiste en un elemento lineal elástico con dos resortes en cada uno de sus extremos en los cuales se determinan las propiedades inelásticas del mismo. La potencial incursión no lineal modelada con resortes, puede incluirse en uno o ambos extremos del elemento.

Para el caso convencional, las vigas se definen rotuladas en ambos extremos y las columnas solo se rotularán en la base.

El modelo histérico a ocupar para la estructura convencional es el de Takeda modificado (ver figura 6.4).

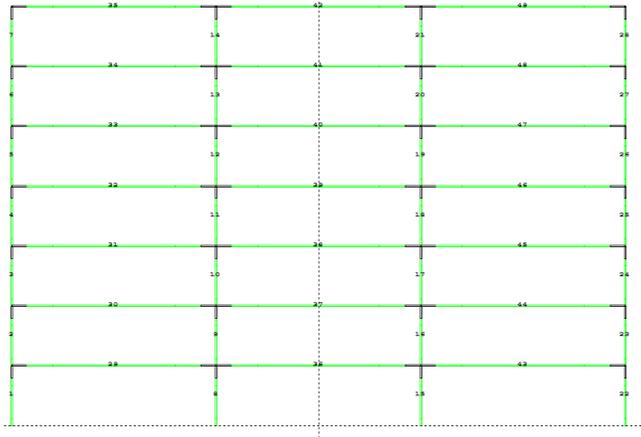


Figura n° 6.3 - "Modelo eje "C" estructura monolítica en RUAUMOKO 2D".

6.2.1.1. Modelo histerético de Takeda modificado [21]

El modelo de Takeda modificado representa a través de una curva bilineal los diferentes estados a los que se somete un elemento, comportamiento elástico, de fluencia y pérdida de rigidez post fluencia.

La representación bilineal queda definida por los siguientes parámetros:

- α , relaciona la degradación de rigidez de la rama de descarga, puede tomar valores entre 0 y 0.5.
- β , define la curva de descarga, puede tomar valores entre 0 y 0.6.
- Factor de Ramberg-Osgood "r", controla la pérdida de rigidez después de la fluencia.
- Rigidez inicial K_0 , igual al módulo de elasticidad, multiplicado por la inercia efectiva del elemento (rigidez a flexión).
- Rigidez de la rama de descarga K_u .

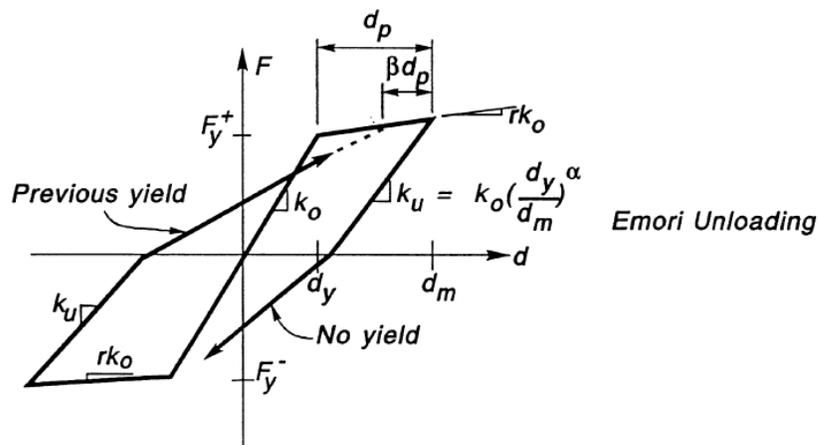


Figura n° 6.4 - "Regla histerética Takeda modificada [21]".

Es necesario asignar a cada sección sus propiedades elásticas, como el módulo de elasticidad, área de la sección y momento de inercia. La inercia efectiva (I_{eff}) y la relación entre las pendientes pre y post fluencia (r), se pueden obtener por medio de los diagramas Momento-Curvatura.

$$I_{eff} = \frac{M_y}{E_c \phi_y} \quad (6-1)$$

$$r = \frac{E_c I_{eff}}{E_c I_p} \quad (6-2)$$

Dónde:

- I_p Inercia posterior al punto de fluencia.
- M_y Momento de fluencia.
- ϕ_y Curvatura de fluencia.
- E_c Módulo de elasticidad del hormigón.

6.2.2. Estructura con conexiones híbridas

La no linealidad del sistema híbrido se concentra en la interfaz viga-columna por lo que la viga siempre permanece completamente elástica. Este comportamiento se simula a través de elementos del tipo resorte rotacional a los cuales se les asignan las propiedades de los distintos tipos de acero.

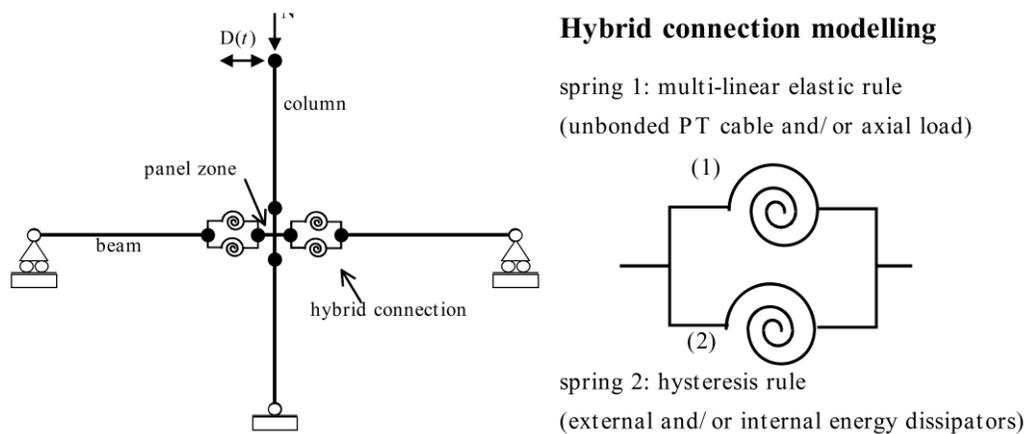


Figura n° 6.5 - "Representación del modelo de dos resortes rotacionales de plasticidad concentrada para una conexión viga-columna híbrida [2]".

En la figura 6.5 se puede ver la representación gráfica de un sistema viga columna con la deformación inelástica concentrada en la interface representada a través de dos resortes rotacionales. Al costado derecho se aprecia el detalle de la conexión híbrida, el resorte (1) representa la contribución del acero postensado y el resorte (2) representa la regla de histéresis del acero convencional. La regla de histéresis del acero convencional dependerá de si es ubicado interna o externamente.

Para modelar este comportamiento en cada borde de viga se definen dos elementos de una longitud mínima, a los cuales se les asigna la propiedad de resorte rotacional que se detalla en la figura 6.6.

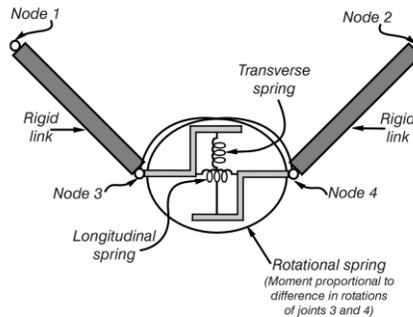


Figura n° 6.6 - "Elemento tipo resorte rotacional [21]".

Los modelos histeréticos a ocupar para este análisis son los de Takeda modificado o Ramberg-Osgood para el acero convencional dependiendo del caso y el modelo bilineal elástico para el acero postensado.

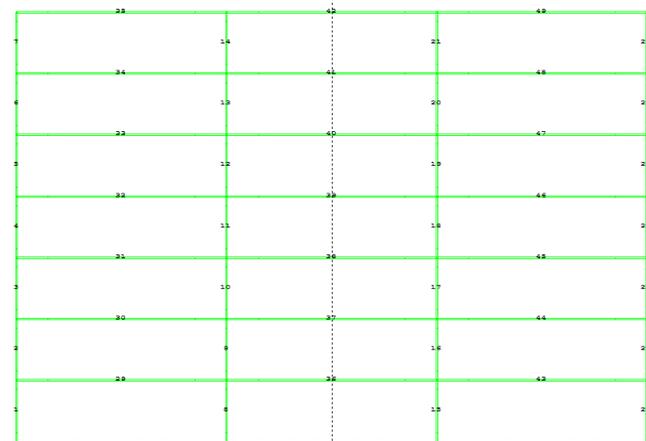


Figura n° 6.7 - "Modelo eje "C" estructura híbrida en RUAUMOKO 2D".

6.2.2.1. Modelo bilineal elástico [21]

El modelo bilineal elástico trabaja con una sola curva para carga y descarga sin considerar degradación de rigidez del elemento, lo que representa perfectamente el comportamiento del tendón postensado que debe permanecer siempre elástico.

La curva queda definida por la rigidez inicial " K_0 " y el factor de Ramberg-Osgood " γ "

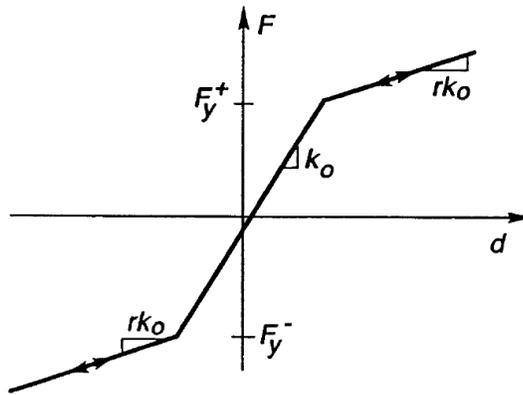


Figura n° 6.8 - "Modelo bilineal elástico [21]".

6.2.2.2. Modelo histerético de Ramberg-Osgood [21]

El modelo histerético de Ramberg-Osgood ha sido utilizado frecuentemente por su capacidad de reproducir la gradual disminución en la rigidez, es por esto que es un modelo idóneo para representar el comportamiento del acero en la conexión del tipo plug & play.

El modelo consiste en una curva esqueleto y una serie de curvas histeréticas. Se definen por los siguientes parámetros:

- K_0 , rigidez inicial.
- F_y , fuerza de fluencia efectiva.
- r , parámetro que define la forma de la curva. Debe ser mayor que 1.

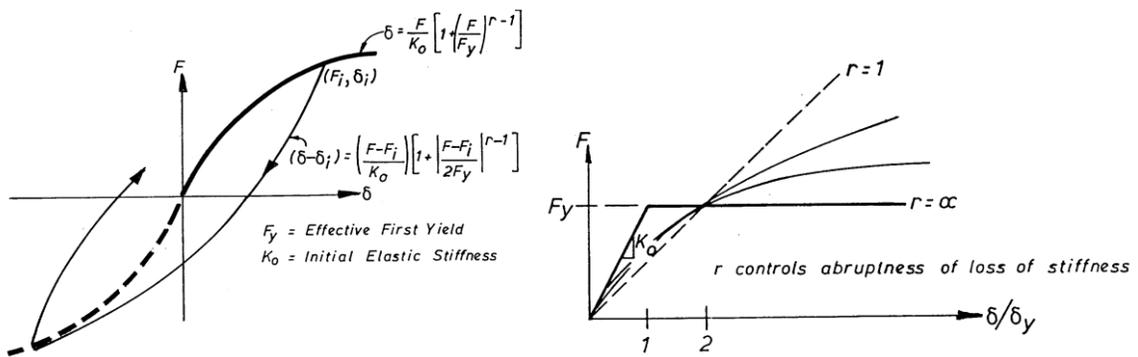


Figura n° 6.9 - "Modelo de Ramberg-Osgood [21]".

Para obtener una buena interpretación de este modelo histerético, se deben calibrar los parámetros de manera que el modelo sea representativo al acero usado.

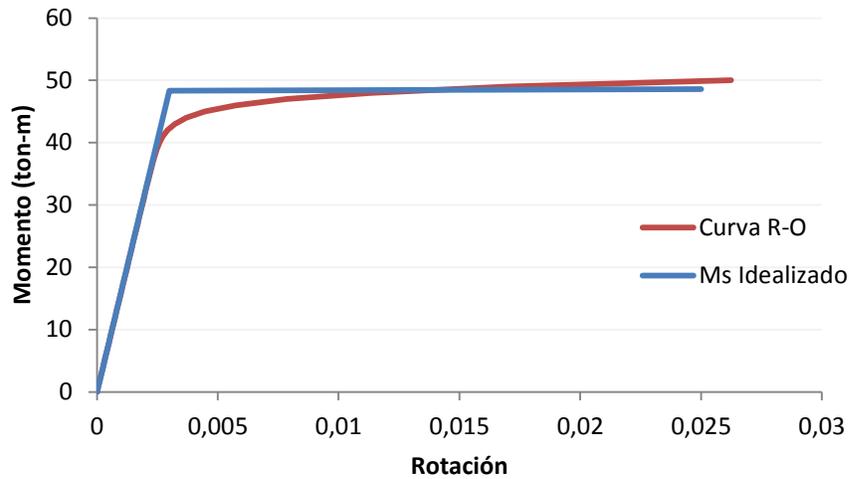


Figura n° 6.10 - "Curva momento-rotación, modelo de Ramberg-Osgood".

6.3. Registros de aceleración

Los registros sísmicos utilizados fueron obtenidos del terremoto del año 2010, pertenecen a las ciudades de Viña del Mar, Constitución y Concepción, por lo que son representativos al tipo de suelo y zona sísmica de la estructura en estudio.

6.3.1. Viña del Mar

Componente E-W, aceleración máxima 3.25 [m/s²].

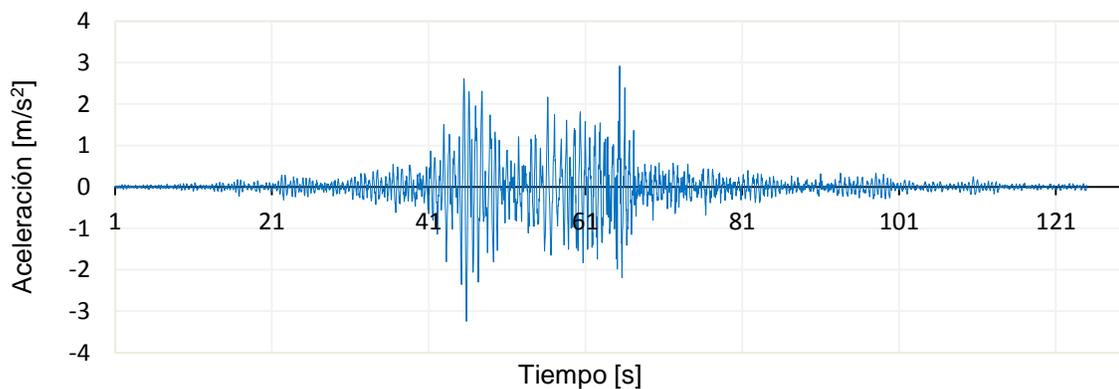


Figura n° 6.11 - "Registro de aceleración Viña del Mar".

6.3.2. Constitución

Componente 3-T, aceleración máxima 6.13 [m/s²].

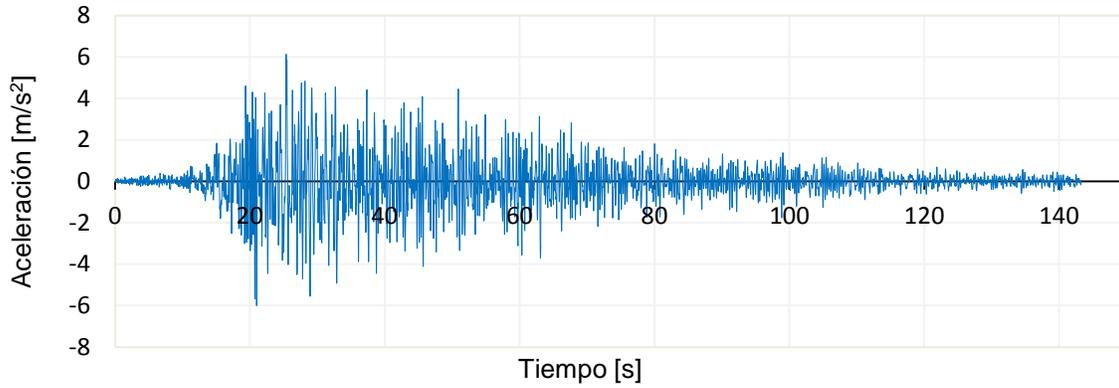


Figura n° 6.12 - "Registro de aceleración Constitución".

6.3.3. Concepción

Componente 1-L, aceleración máxima 3.93 [m/s²].

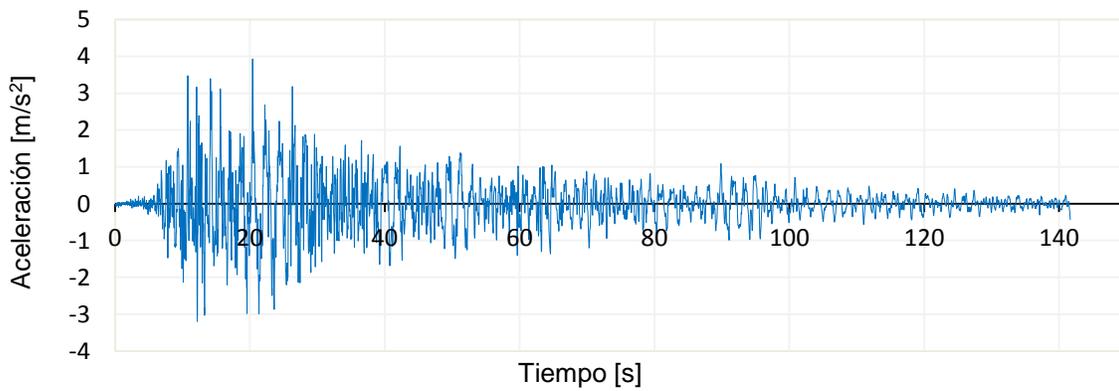


Figura n° 6.13 - "Registre de aceleración Concepción".

A continuación, en la figura 6.14 se presentan los espectros de respuesta de cada registro comparado con el espectro de diseño propuesto por la norma NCh 433 para un suelo tipo D en zona sísmica 3.

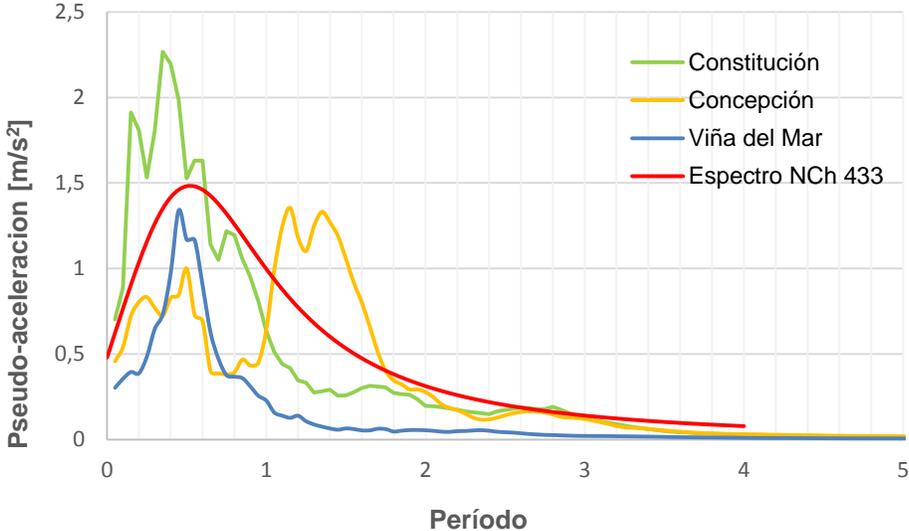


Figura n° 6.14 - "Espectros de respuesta".

CAPITULO VII

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente capítulo se muestran los resultados del análisis no lineal. Para cada sismo se compararán las demandas de desplazamientos absolutos, desplazamientos relativos, aceleraciones, deformación residual y esfuerzos de corte y momento.

7.1. Desplazamientos

7.1.1. Desplazamientos absolutos

En la siguiente figura se presentan los desplazamientos laterales máximos obtenidos del análisis no lineal para cada uno de los registros, comparando las tres estructuras analizadas.

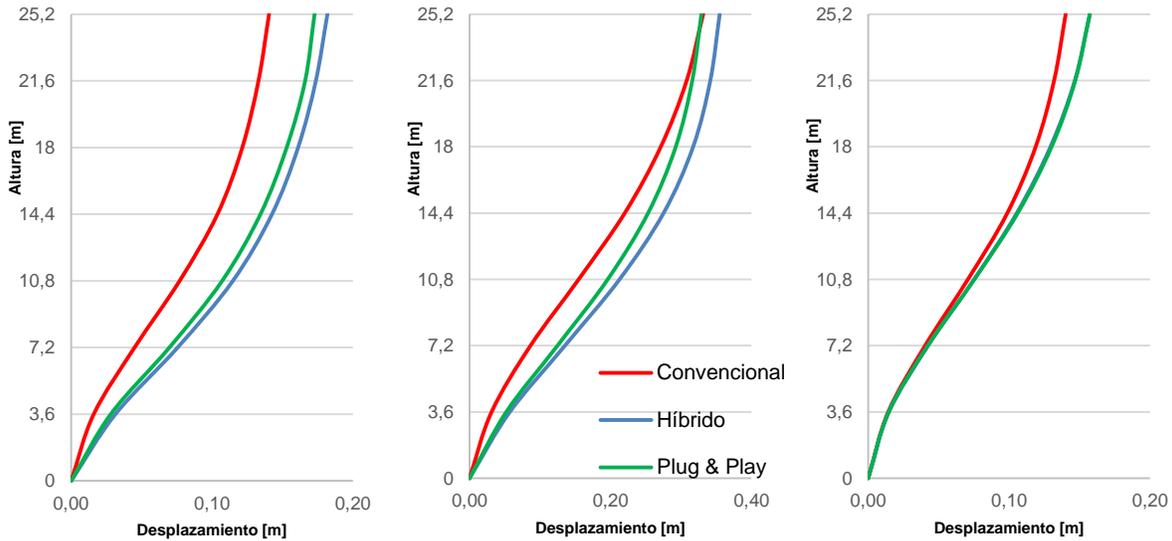


Figura n° 7.1 - "Desplazamientos absolutos para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar respectivamente".

La tabla 7.1 muestra un resumen de los desplazamientos a nivel de techo obtenidos de [4] y del análisis no lineal.

Tabla 7.1 - "Desplazamientos máximos absolutos a nivel de techo".

Tipo de estructura	Desplazamiento techo [cm]			
	R. Concepción	R. Constitución	R. Viña del mar	DSN°61
Marco Convencional	14	33	14	21
Marco Híbrido	18	36	16	
Marco Plug & Play	17	33	16	

Si se compara cada estructura con el mismo registro los desplazamientos son similares entre sí, sin presentar diferencias relevantes. El sismo que demanda un mayor desplazamiento es el de Constitución, siendo prácticamente el doble que Concepción y Viña del mar.

Para el caso del registro de Constitución el Decreto Supremo N°61 no es buen predictor de las demandas de desplazamiento, viéndose superado por casi un 70%.

Se aprecia que para todos los casos, si bien los valores son similares, los mayores desplazamientos se producen en las estructuras compuestas de marcos híbridos.

7.1.2. Desplazamientos relativos de entrepiso (Drifts)

A continuación se presentan los máximos valores porcentuales de drift obtenidos del análisis no lineal para cada uno de los registros en toda la altura del edificio, comparando las tres estructuras analizadas.

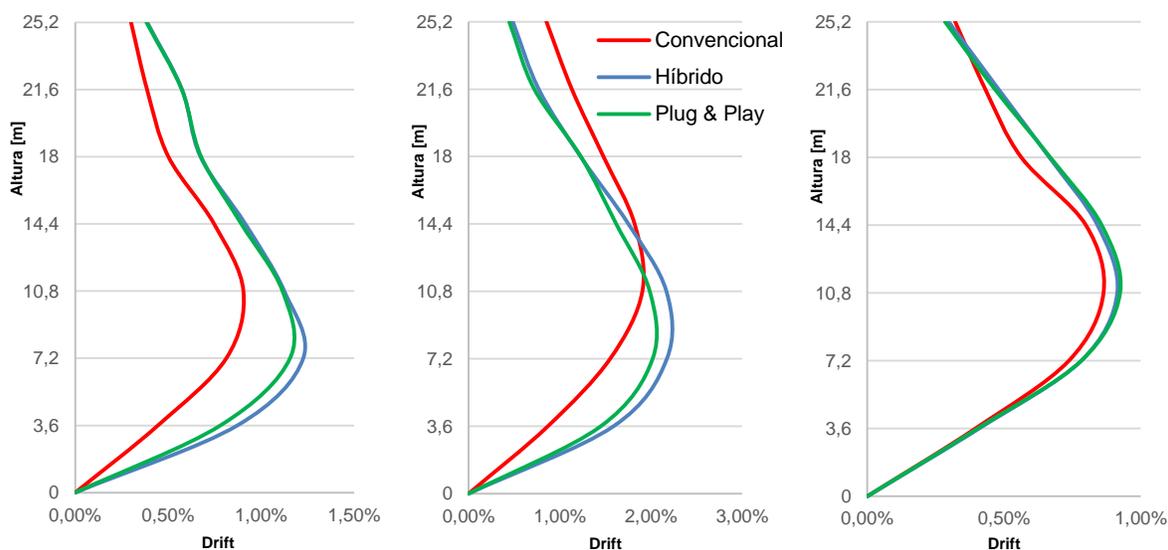


Figura n° 7.2 - “Máximos valores de drift para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar respectivamente”.

Tabla 7.2 - “Drifts máximos de entrepiso”.

Tipo de estructura	Drift máximo		
	R. Concepción	R. Constitución	R. Viña del mar
Marco Convencional	0.9 %	1.91 %	0.86 %
Marco Híbrido	1.23 %	2.17 %	0.91 %
Marco Plug & Play	1.16 %	2.02 %	0.92 %

Al igual que con los desplazamientos absolutos, se ve un comportamiento similar entre las tres estructuras analizadas para cada registro. Los mayores valores de drift se producen en ambas estructuras híbridas y se presentan entre el segundo y el cuarto piso. El registro que demanda mayores valores de drift es el de Constitución.

7.2. Demanda de aceleraciones

A continuación se muestran los valores máximos de aceleración obtenidos del análisis no lineal para cada piso.

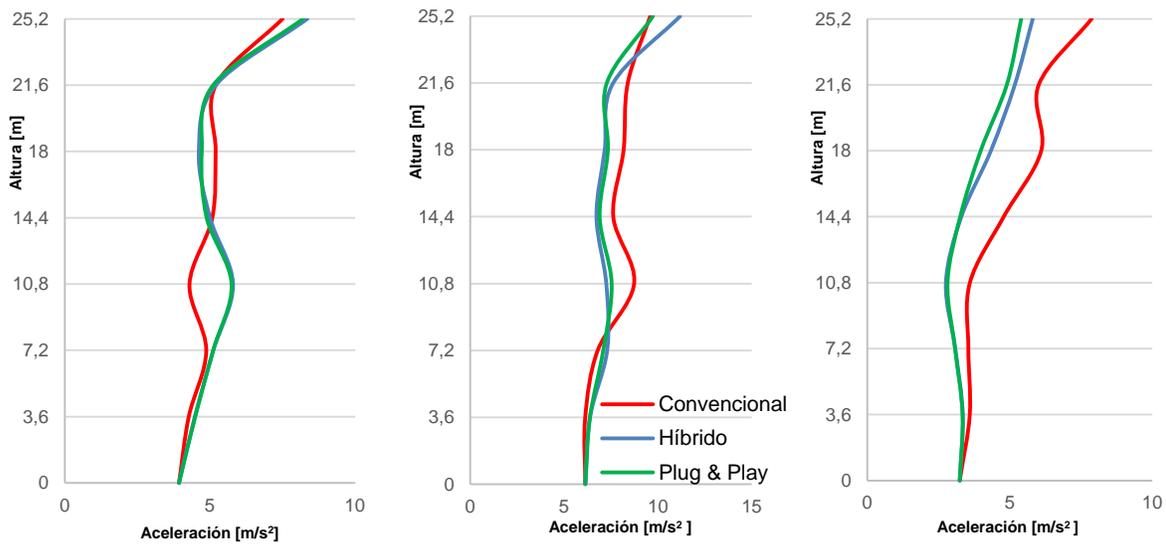


Figura n° 7.3 - "Máximos valores de aceleración para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar respectivamente".

Las aceleraciones son muy similares para las tres estructuras analizadas, solo en el caso de Viña del Mar se observa un leve aumento en la estructura convencional.

Tabla 7.3 - "Máximos valores de aceleración"

Tipo de estructura	Aceleraciones Máximas [m/s ²]		
	R. Concepción	R. Constitución	R. Viña del mar
Marco Convencional	7.5	9.6	7.9
Marco Híbrido	8.3	11.19	5.8
Marco Plug & Play	8.2	9.7	5.4

Como se puede observar en la tabla 7.3 el registro que demanda las mayores aceleraciones para todas las estructuras es el de Constitución.

7.3. Deformación residual

Los siguientes gráficos muestran los valores de deformación residual obtenidos del análisis.

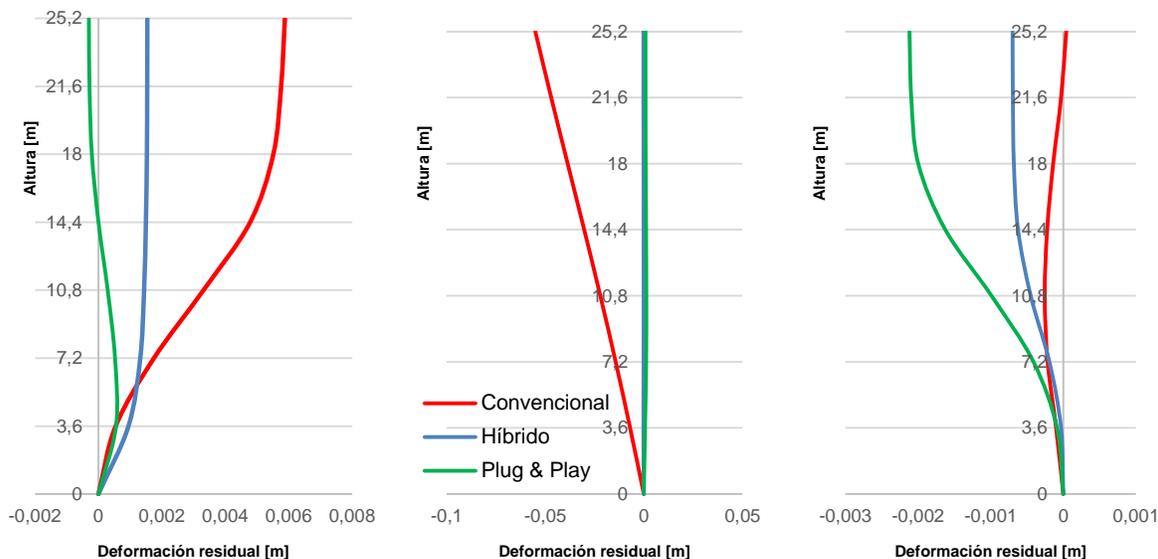


Figura n° 7.4 - “Máximos valores de deformación residual para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar respectivamente”.

En los registros de Concepción y Constitución, donde es más demandada la estructura, se aprecia una clara disminución en los valores de la deformación residual en las estructuras híbridas. Para Concepción la deformación de la estructura convencional alcanza un valor máximo de 0.6 [cm] y en el caso de Constitución sobrepasa altamente este número llegando a 5.5 [cm]. En contraparte, las estructuras híbridas convencional y plug & play, no superan los 0.2 [cm] para ninguno de los dos registros.

Si bien en el caso de Viña del Mar la estructura convencional presenta una menor deformación residual, se puede apreciar en el gráfico que las estructuras híbridas no sobrepasan los 0.2 [cm] de deformación, lo que significa una deformación prácticamente nula para un marco.

A continuación se presenta una tabla con los valores máximos de deformación residual.

Tabla 7.4 - “Valores máximos de deformación residual”.

Tipo de estructura	Deformación residual [cm]		
	R. Concepción	R. Constitución	R. Viña del mar
Marco Convencional	0.6	5.5	0.03
Marco Híbrido	0.15	0.02	0.07
Marco Plug & Play	0.06	0.13	0.2

7.4. Esfuerzos de corte y momento

A continuación se presentarán gráficamente las demandas de corte y momento obtenidas del análisis no lineal para una columna de borde en cada una de las estructuras.

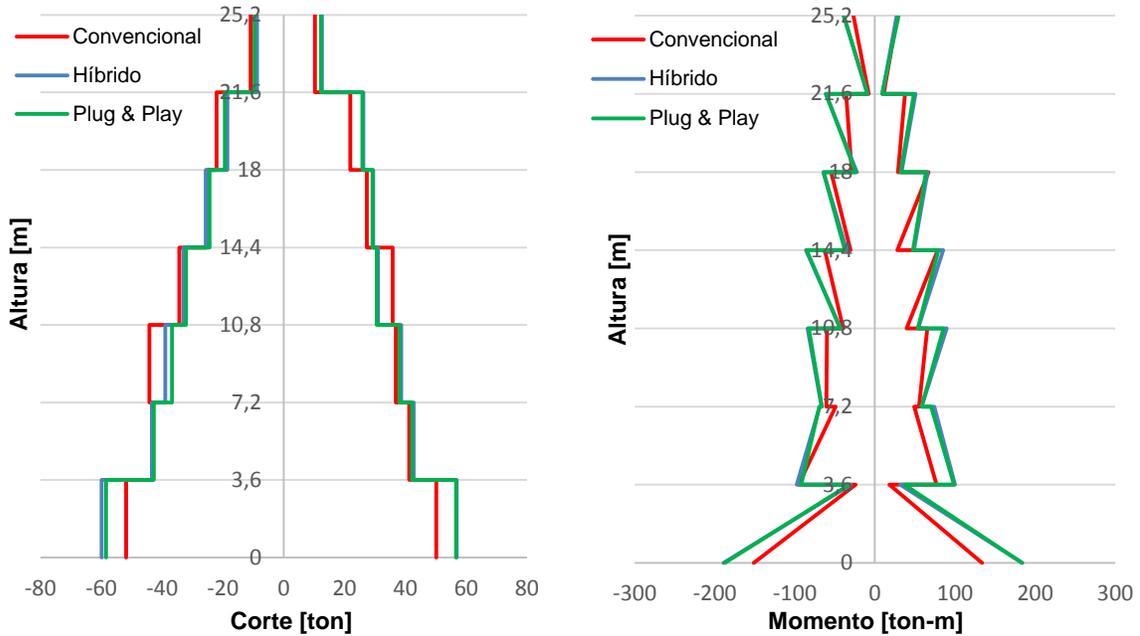


Figura n° 7.5 - "Demandas de corte y momento para registro de Concepción"

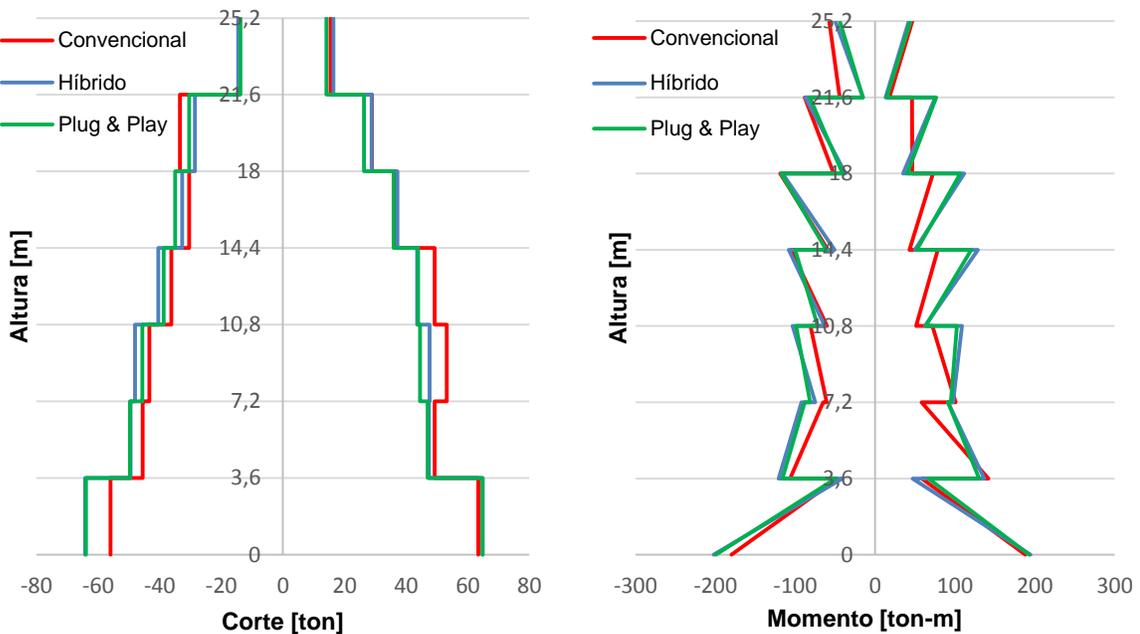


Figura n° 7.6 - "Demandas de corte y momento para registro de Constitución"

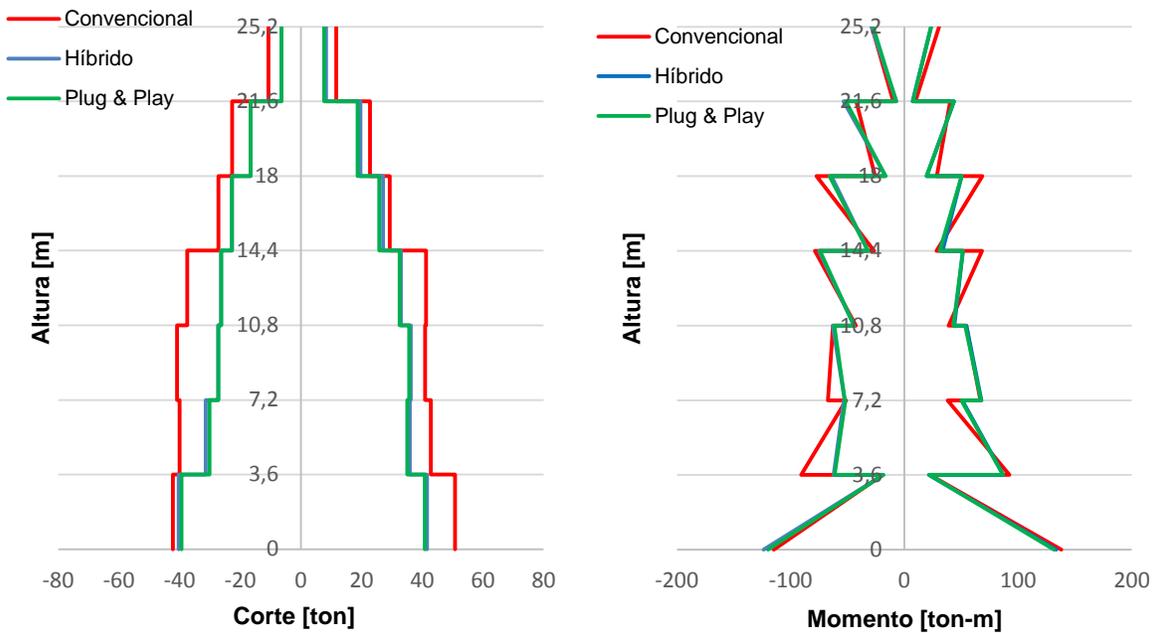
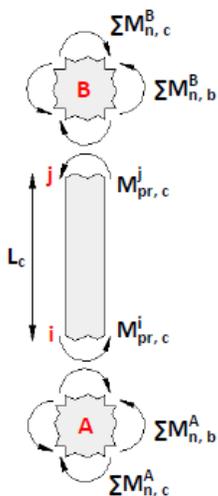


Figura n° 7.7 - "Demandas de corte y momento para registro de Viña del Mar".

De los gráficos se puede apreciar que las demandas de corte y momento son similares para cada una de las estructuras sometidas al mismo registro sísmico, independiente del sistema estructural que posea la estructura. Si bien Viña del Mar presenta un menor valor de corte en los 3 primeros pisos, esto no significa que demande más corte en los pisos superiores, si no que como la columna no logra fluir en la base toma un valor menor, en los pisos superiores donde las vigas logran desarrollar su resistencia a la flexión se aprecia un comportamiento similar a los otros registros.

Se puede observar que el valor del corte en las columnas entre Concepción y Constitución, que son los registros que más demandan la estructura, es prácticamente igual, esto se debe a que el valor del corte está acotado, dependiendo directamente de los momentos nominales de las vigas. Así lo ilustra la figura 7.8 [22].



$\sum M_{n,b}^A \sum M_{n,b}^B$: Sumatoria de momentos nominales de vigas en nodo A y B, respectivamente.

$\sum M_{n,c}^A \sum M_{n,c}^B$: Sumatoria de momentos nominales de columnas en nodo A y B, respectivamente.

$M_{pr,c}^i M_{pr,c}^j$: Momentos probables de columna en extremos i y j respectivamente.

Figura n° 7.8 - "Corte en columnas, [22]".

En base a estas observaciones, se calculará una envolvente de corte para el edificio independiente del sistema estructural. En [22] se proponen las expresiones 7-1, 7-2 y 7-3 que son válidas para calcular el corte máximo para las columnas intermedias, columnas de nivel basal y columnas de último piso respectivamente. El factor 1.3 representa la influencia de los modos superiores de vibrar.

$$V_C = 1.3 \frac{M_{pr,c}^i + M_{pr,c}^j}{L_C} \quad (7-1)$$

$$V_C = \frac{1.25M_{n,c}^B + 1.3M_{pr,c}^j}{L_C} \quad (7-2)$$

$$V_C = 1.3 \frac{M_{pr,c}^i + \text{MIN}\{M_{pr,c}^j, 1.25M_{n,c}^T\}}{L_C} \quad (7-3)$$

Donde:

$M_{n,c}^B$ $M_{n,c}^T$: Momento nominal en la base del primer piso y momento nominal en el extremo superior de la columna del último piso respectivamente.

L_C : Largo de la columna.

En el gráfico a continuación se presenta la envolvente de corte del edificio comparado con la demanda máxima generada por el sismo de Constitución. Se muestra la envolvente considerando la influencia de los modos de vibrar superiores (CMVS) y sin considerarlos (SMVS).

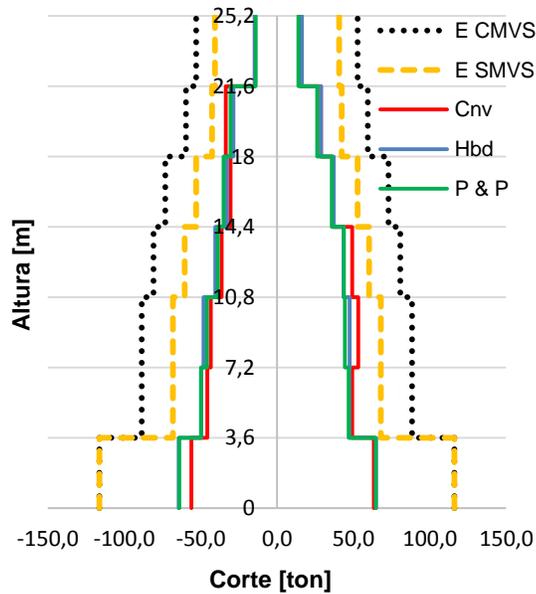


Figura n° 7.9 - "Envolvente de corte estructura".

7.5. Demandas de ductilidad

Ductilidad se define como la capacidad que tienen algunos materiales de deformarse inelásticamente sin romperse, su valor se puede conocer mediante la relación entre la curvatura última y la curvatura de fluencia (ϕ_u/ϕ_y).

Uno de los principales aspectos a analizar en el comportamiento de las conexiones híbridas es que el acero convencional se comporte de manera dúctil y el acero postensado permanezca siempre elástico generando el efecto “flag-shape”.

Las demandas de ductilidad se obtienen de las curvas de histéresis una vez realizado el análisis no lineal, considerando la relación momento-curvatura para la estructura convencional y momento-rotación para los sistemas híbridos.

A continuación se presentan los ciclos de histéresis de la viga más solicitada, con el propósito de corroborar el comportamiento histerético de forma de bandera que caracteriza las conexiones híbridas.

La viga a analizar se presenta en la figura 7.10.

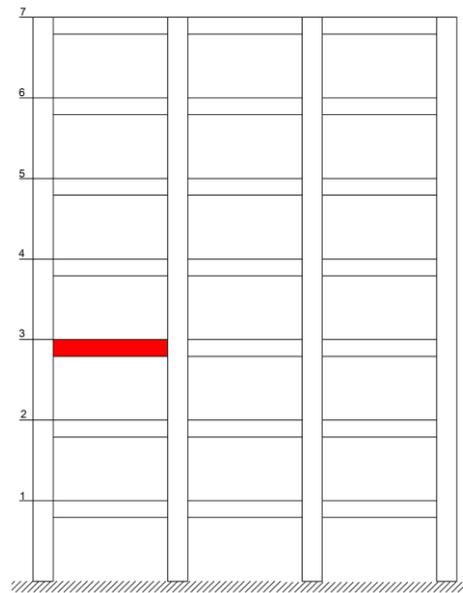


Figura n° 7.10 - “Detalle viga a analizar”.

7.5.1. Estructura convencional

Los siguientes gráficos muestran el ciclo histerético de la respuesta momento curvatura obtenido del análisis no lineal para la viga más solicitada.

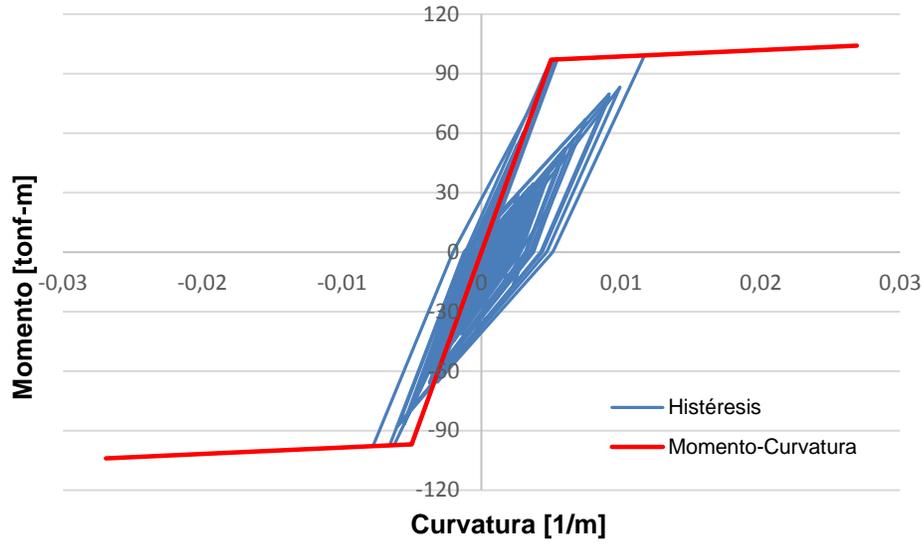


Figura n° 7.11 - "Curva de histéresis viga sistema monolítico, registro de Concepción".

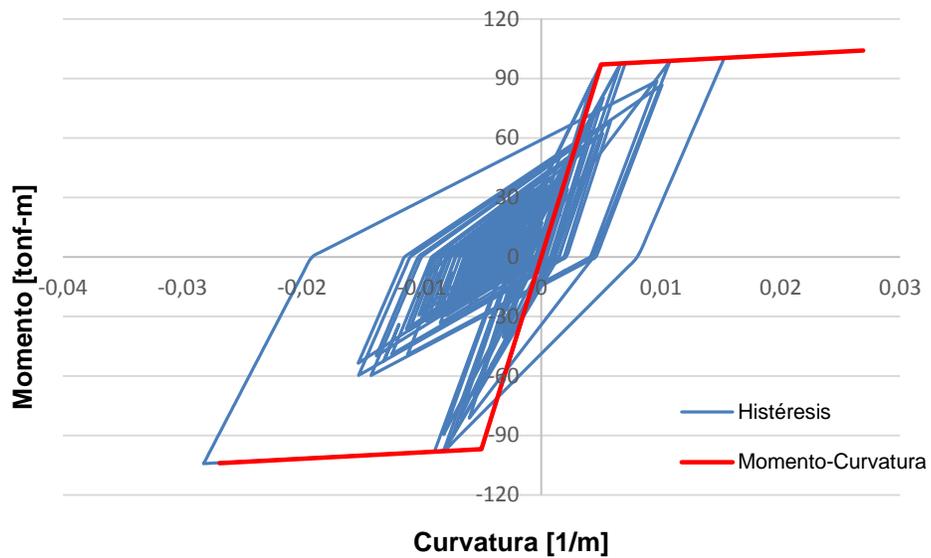


Figura n° 7.12 - "Curva de histéresis viga sistema monolítico, registro de Constitución".

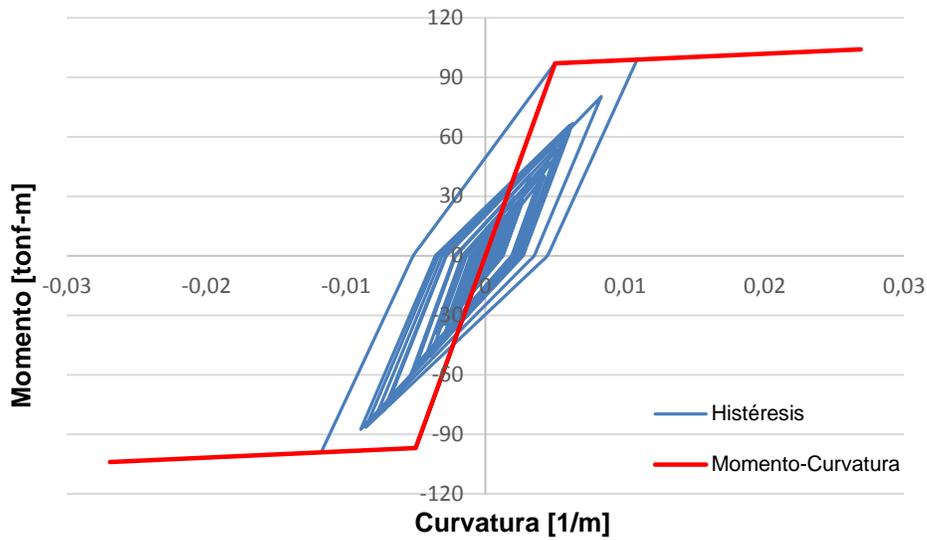


Figura n° 7.13 - "Curva de histéresis viga sistema monolítico, registro de Viña del Mar".

De los gráficos se puede observar que para los sismos de Concepción y Viña del Mar se presenta una baja demanda de curvatura. Si bien en el caso de Constitución se ve sobrepasada en un pequeño margen (figura 7.11), cabe mencionar la relación momento-curvatura se construyó considerando el hormigón no confinado, por lo tanto, la situación se resuelve con el confinamiento típico de marcos.

7.5.2. Estructura híbrida convencional

Los siguientes gráficos muestran el ciclo histérico de la respuesta momento-rotación obtenido del análisis no lineal para la viga más solicitada.

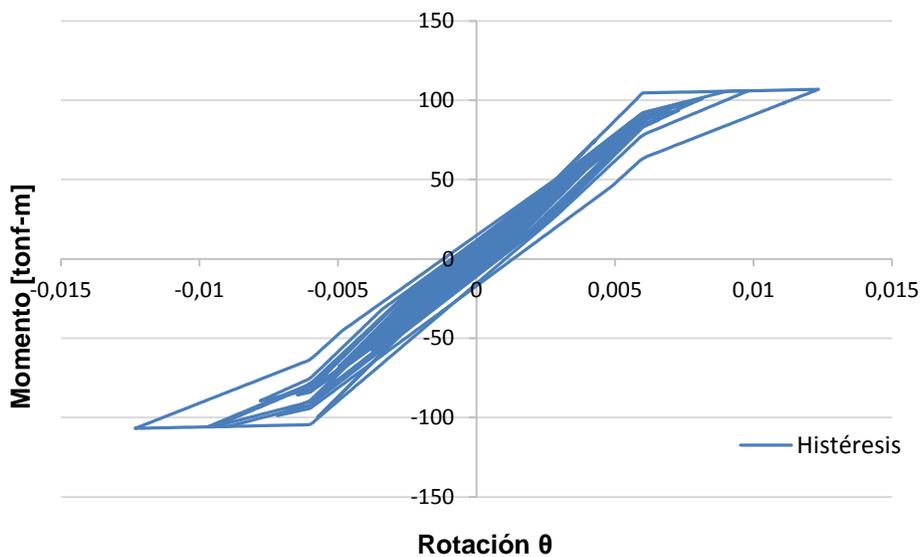


Figura n° 7.14 - "Curva de histéresis viga sistema híbrido convencional, registro de Concepción".

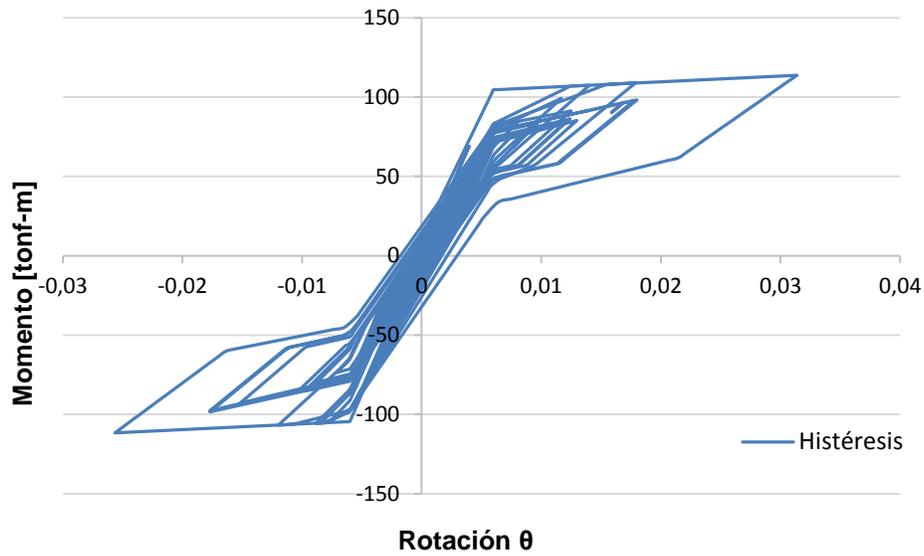


Figura n° 7.15 - "Curva de histéresis viga sistema híbrido convencional, registro de Constitución".

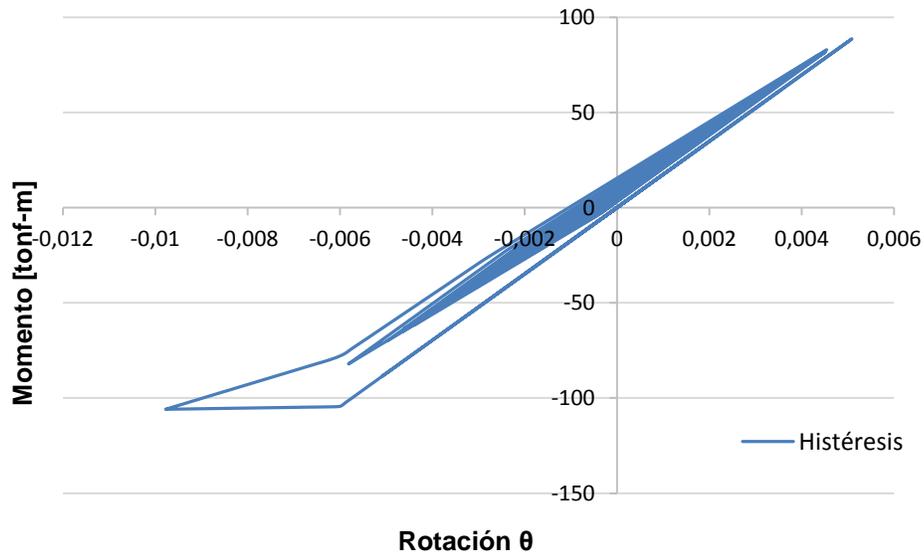


Figura n° 7.16 - "Curva de histéresis viga sistema híbrido convencional, registro de Viña del Mar".

En los casos de Viña del Mar y Concepción no se logra notar una clara formación del "flag-shape" debido a las bajas demandas que generan, en cambio en el caso de Constitución se observa claramente ya que las demandas son mayores y hacen trabajar al sistema.

7.5.3. Estructura híbrida Plug & Play

Los siguientes gráficos muestran el ciclo histérico de la respuesta momento-rotación obtenido del análisis no lineal para la viga más solicitada.

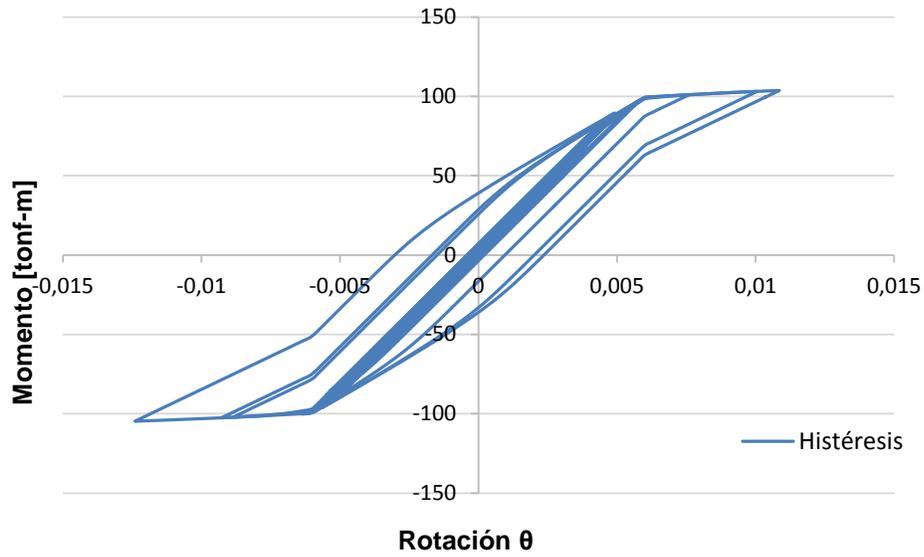


Figura n° 7.17 - "Curva de histéresis viga sistema híbrido plug & play, registro de Concepción".

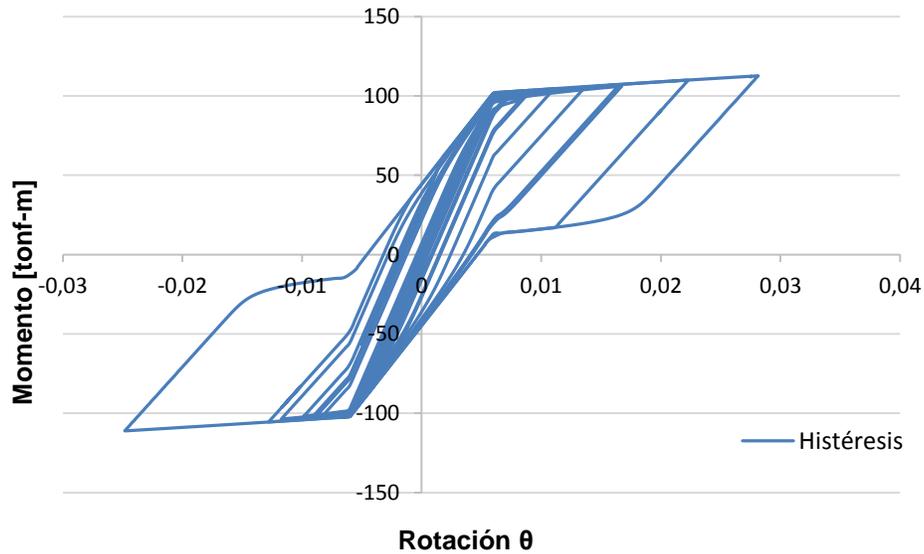


Figura n° 7.18 - "Curva de histéresis viga sistema híbrido plug & play, registro de Constitución".

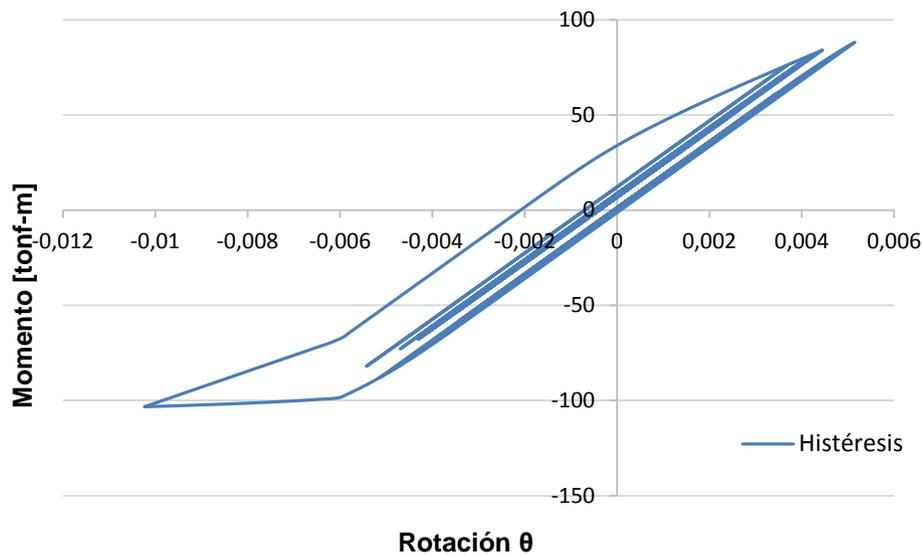


Figura n° 7.19 - "Curva de histéresis viga sistema híbrido plug & play, registro de Viña del Mar".

De las gráficas de ambos sistemas híbridos se puede observar como claramente disminuye la deformación residual, siendo prácticamente nulas para cada uno de los registros sísmicos. La mayor demanda de ductilidad se produce con el sismo de Constitución.

El sistema plug & play disipa una mayor cantidad de energía que el sistema híbrido convencional, esto se debe a que el acero dúctil está por fuera de la conexión y el comportamiento histerético corresponde al comportamiento del acero propiamente tal, en cambio el acero incluido en el hormigón tiene un comportamiento con menor capacidad de disipación de energía.

La tabla 7.5 presenta un resumen de las demandas de ductilidad para cada uno de los sistemas estructurales sometidos a los tres registros, se puede observar que la demanda de ductilidad no cambia mayormente entre los distintos sistemas estructurales siendo prácticamente igual.

Tabla 7.5 - "Ductilidad sistemas estructurales".

Sistema estructural	Registro	Curvatura última Φ_u [1/m]	Curvatura de fluencia Φ_y [1/m]	Ductilidad
Sistema monolítico	Concepción	0,01168	0,005	2,34
	Constitución	0,02823	0,005	5,65
	Viña del Mar	0,01176	0,005	2,35
Sistema híbrido convencional	Concepción	0,012344	0,0056	2,20
	Constitución	0,03138	0,0056	5,60
	Viña del Mar	0,00972	0,0056	1,74
Sistema híbrido plug & play	Concepción	0,012396	0,0056	2,21
	Constitución	0,02824	0,0056	5,04
	Viña del Mar	0,010232	0,0056	1,83

7.6. Demandas en el tiempo

Para complementar los análisis anteriores se graficarán las demandas de momento, desplazamientos y aceleración en el tiempo. Se ocupará para todos los casos el registro de Constitución ya que es el que más solicita a la estructura.

7.6.1. Demandas de momento

A continuación se presentan los gráficos de las demandas de momento de una viga en relación al tiempo para los tres sistemas, comparándola con el momento nominal de esta.

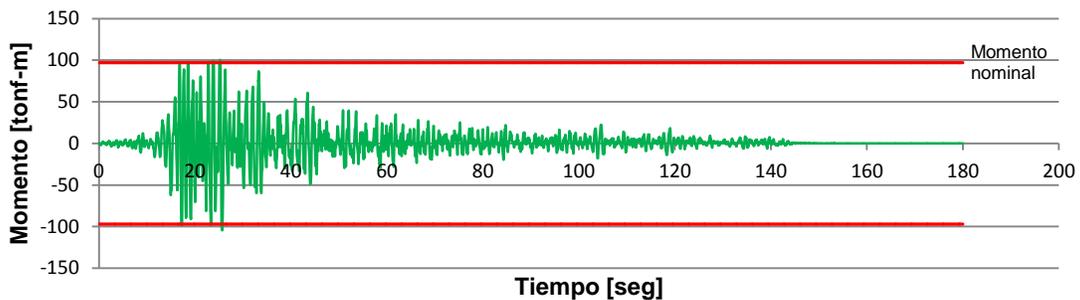


Figura n° 7.20 - "Demanda de momento en el tiempo para estructura convencional".

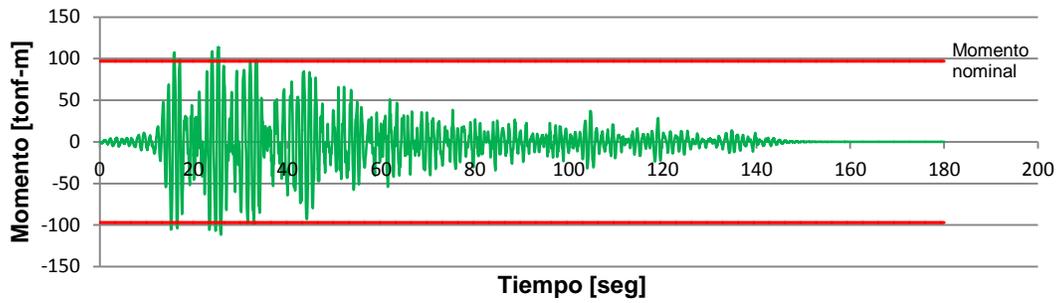


Figura n° 7.21 - "Demanda de momento en el tiempo para sistema híbrido convencional".

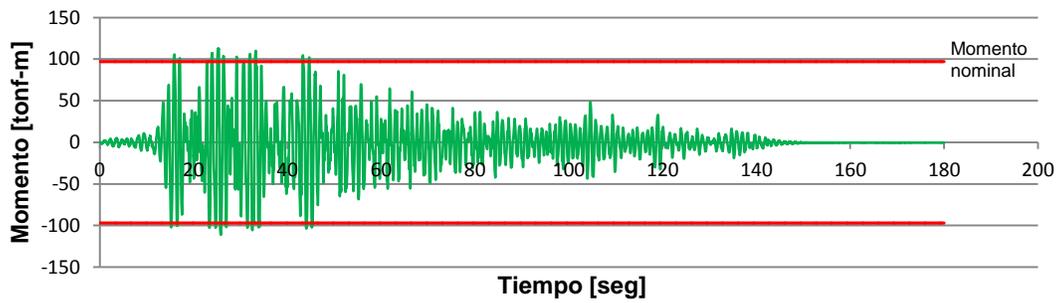


Figura n° 7.22 - "Demanda de momento en el tiempo para sistema híbrido Plug & Play".

Se aprecia que en el sistema híbrido la viga analizada entra en fluencia más veces que en el sistema convencional. Si bien la respuesta máxima es relativamente similar, la estructura híbrida es más solicitada.

7.6.2. Demandas de desplazamiento de techo

A continuación se presentan los gráficos de desplazamiento a nivel de techo en relación al tiempo para los tres sistemas.

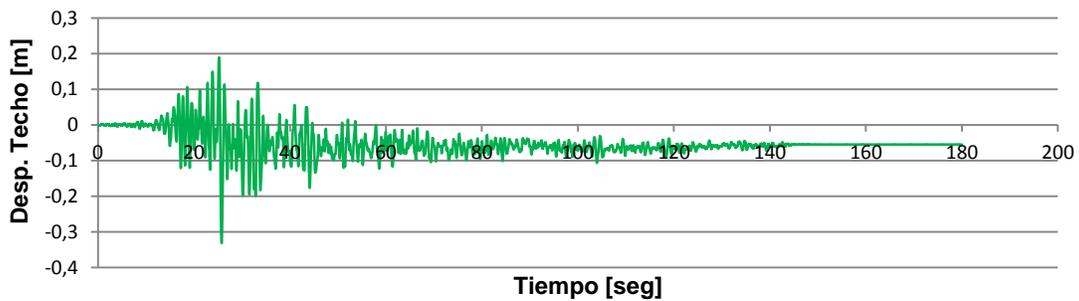


Figura n° 7.23 - "Desplazamiento de techo en el tiempo para estructura convencional".

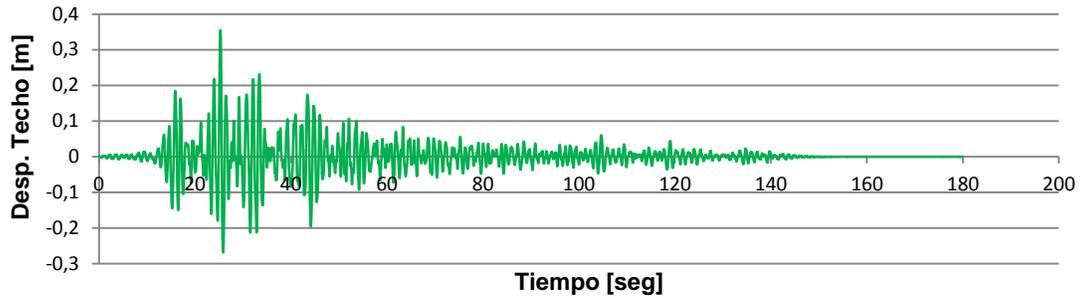


Figura n° 7.24 - "Desplazamiento de techo en el tiempo para estructura híbrida convencional".

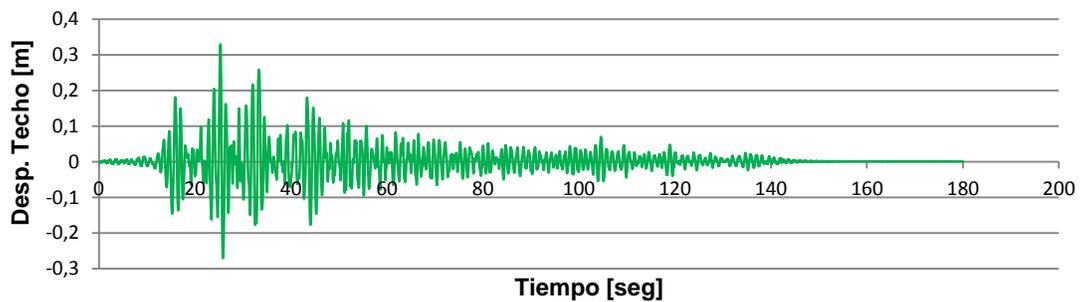


Figura n° 7.25 - "Desplazamiento de techo en el tiempo para estructura híbrida Plug & Play".

De los gráficos se puede observar que los máximos valores de desplazamiento son muy similares para los tres sistemas. Comparado con el sistema convencional, los sistemas híbridos presentan un mayor número de peaks elevados de desplazamiento de techo, implicando mayor degradación de la rigidez, lo que puede llevar a tener una estructura con más daño.

7.6.3. Demandas de aceleración

A continuación se presentan los gráficos de aceleración absoluta en relación al tiempo para los tres sistemas.

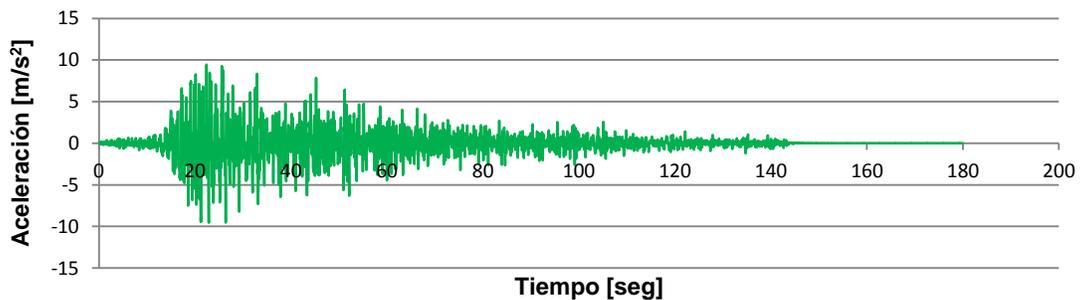


Figura n° 7.26 - "Demanda de aceleración en el tiempo para estructura convencional".

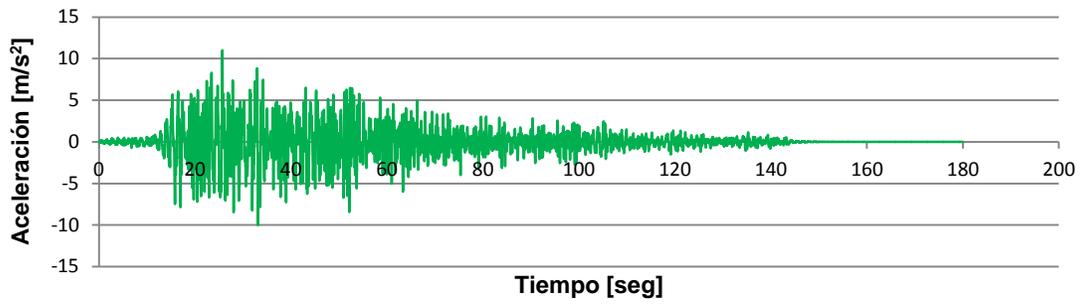


Figura n° 7.27 - "Demanda de aceleración en el tiempo para estructura híbrida convencional".

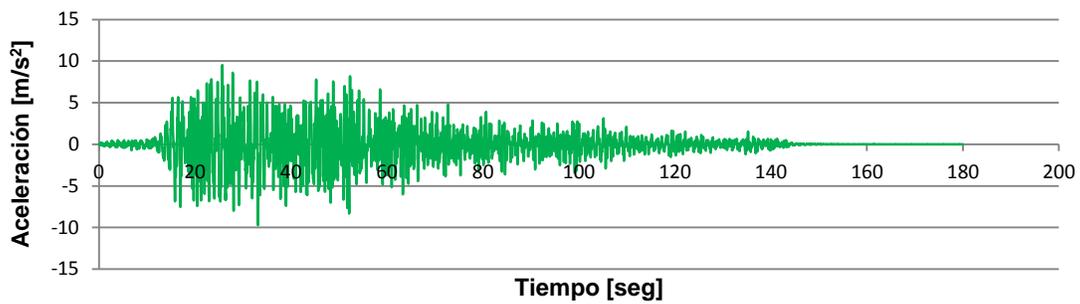


Figura n° 7.28 - "Demanda de aceleración en el tiempo para estructura híbrida Plug & Play".

De los gráficos anteriormente mostrados se puede observar que desde el punto de vista de las demandas de aceleración, los tres sistemas no presentan grandes diferencia en los valores peak. Las estructuras híbridas permanecen más tiempo con un mayor valor de aceleración.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

A continuación se exponen las principales conclusiones y comentarios obtenidos del trabajo realizado:

Se comprueba a través de los resultados del análisis no lineal tiempo historia que las deformaciones remanentes en las estructuras analizadas, después del sismo, son prácticamente nulas. Siendo esta una de las características y principal ventaja de las conexiones híbridas. Por otro lado, las estructuras convencionales presentan deformaciones residuales de entrepiso del orden de 0.2 %.

Respecto del desempeño de las estructuras durante el sismo se aprecia que, en general, la respuesta de los sistemas con conexiones híbridas es similar a la respuesta de la estructura convencional. Se evidencia este hecho ya que tanto las deformaciones máximas (absolutas y de entrepiso) como las aceleraciones máximas resultan ser similares. Desde este punto de vista el sistema de conexiones híbridas no representa ventaja alguna respecto a un sistema tradicional.

Los resultados locales, como son los momentos y cortes sobre vigas y columnas, tampoco muestran una diferencia significativa respecto de la estructura convencional. Destacando que, en este caso, las sollicitaciones usadas para diseñar las conexiones híbridas fueron las mismas usadas para diseñar la estructura convencional, haciendo que la comparación de resultados sea objetiva.

Si bien los valores máximos obtenidos del análisis son similares para los tres sistemas estructurales, cabe destacar que el daño no estructural debería ser mayor en las estructuras híbridas, ya que al realizar un estudio más detallado de la respuesta en el tiempo se obtiene mayor cantidad de valores elevados de momentos, desplazamientos y aceleraciones que en la estructura convencional.

En sismos de baja y mediana intensidad o mientras la estructura presente respuesta elástica, el sistema híbrido se comporta como un sistema monolítico. Esto se debe a que ante bajas sollicitaciones no se alcanza a abrir la unión y el sistema híbrido no logra desarrollar su mecanismo disipador de energía.

En relación a las conexiones híbridas convencionales y plug & play, los resultados del análisis no presentan diferencias significativas. Con respecto a la capacidad de disipar energía de cada sistema híbrido, se puede destacar que frente a grandes demandas, la estructura híbrida Plug & Play tiene un mayor porcentaje de disipación que la estructura híbrida convencional debido principalmente al ciclo histerético del refuerzo no postensado. Las conexiones del tipo plug & play demuestran ser una gran alternativa a utilizar debido a su capacidad disipadora de energía y a la facilidad con la que se pueden reemplazar sus componentes dúctiles luego de un terremoto que los demande a su máxima capacidad.

Se comprueba y destaca una de las principales ventajas de las estructuras con marcos convencionales, la máxima demanda de corte sobre sus componentes está plenamente definida y acotada en función de los momentos probables en las vigas y bases de columnas. Esto resulta significativo ya que un diseño por capacidad al corte ayuda a prevenir fallas frágiles.

Uno de los principales objetivos del programa PRESSS es la eliminación de los elevados costos económicos y humanos por causa de la reparación de estructuras con grandes daños luego de un terremoto. De acuerdo a los resultados presentados, se puede concluir que se cumple éste propósito, presentando a los sistemas híbridos como una alternativa factible para el diseño de edificios de hormigón armado ya que, posterior a un terremoto, una estructura construida con conexiones híbridas sería capaz de restaurarse a su posición inicial evitando así daños estructurales remanentes. Un valor agregado del sistema es la prefabricación en planta de la gran mayoría de sus componentes.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] P. Bonelli, Diseño y construcción de un edificio prefabricado con uniones postensadas, 2008.
- [2] PRESSS, PREcast Seismic Structural System Design Handbook, Pampanin, 2010.
- [3] NCh 433 Of 1996 Mod. 2009, Diseño sísmico de edificios, instituto nacional de normalización, 2009.
- [4] Decreto supremo n° 61, Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto n° 117, 2010.
- [5] Decreto Supremo n° 60, Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga decreto n° 118, 2010.
- [6] ACI-318-08, Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario., 2008.
- [7] NCh 1537 Of 86, Diseño Estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso, instituto nacional de normalización, 1986.
- [8] NCh 3171 Of.2010, Disposiciones generales y combinaciones de carga, instituto nacional de normalización, 2010.
- [9] A. Cervantes, La influencia de la prefabricación en el diseño de vivienda de interes social.
- [10] R. Predisa, Catálogo Losas Alveolares, Gijón.
- [11] Hormipresa, Forjados de placas alveolares y vigas twin, Barcelona.
- [12] Pretensa-Prenavisa, Catálogo técnico-comercial, Teruel.
- [13] ICH, «Conexiones híbridas para prefabricados de hormigón,» *EMB Construcción*, 2003.
- [14] Computers & Structures, Inc, User Manual ETABS - Extended Tridimensional Analisis of Building Systems, 2013.
- [15] S. Pampanin, Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections, 2001.
- [16] Paulay-Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, 1992.
- [17] Mander-Priestley-Park, Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, 1988.
- [18] Celik-Sritharan, An evaluation of seismic design guidelines proposed for precast concrete hybrid frame systems, 2004.

[19] A. Mattock, Flexural Strength of Prestressed Concrete Sections by Programmable Calculator, 1978.

[20] MathWorks, Software MATLAB R2015a, 2015.

[21] Athol J. Carr, User Manual for the 2 - Dimensional Version, Ruaumoko 2D, University of Canterbury, 2008.

[22] A. Morales G., Efecto de la Incursión No-Lineal de Muros en Pisos Superiores Sobre los Marcos de Sistemas Mixtos de Hormigón Armado, ACHISINA, 2015.

ANEXOS

A.1. Ruta Matlab para obtención de momento-rotación

```
clear all
clc

% PROPIEDADES VIGA COLUMNA (cm) (kg-cm)

bv=40;
hv=75;
lv=600;
hc=50;

Mw=9080000;

% PROPIEDADES CURVA ACERO DULCE, RESTREPO POSADA (kg, cm).

Es=2100000;
fsy=4200;
fsu=6300;
esy=0.002;
esu=0.99;
esh=0.0138;
ex=0.0523;
fx=5670;
p=2.002;

dass1=2.5;
dass2=72.5;

ndb=8;
db=1.8;
ass1=ndb*pi*(db/2)^2;
ass2=ndb*pi*(db/2)^2;

% PROPIEDADES CURVA DE ACERO POSTENSADO, MATTOCK (kg, cm).

Ept=2046012;
fpty=17991;
epty=fpty/Ept;
eptmax=0.9*epty;

dapt=37.5;
nc=9;
dtr=1.524;
aspt=(pi*(dtr/2)^2)*nc;

porcentaje=0.7;
epti=porcentaje*epty;
```

```
% PROPIEDADES CURVAS DE HORMIGON CONFINADO, MANDER (kg, cm).
```

```
r=1.31;  
fprcc=364.78;  
ecc=0.007;  
ecu=0.02;  
Esec=55344.13;
```

```
%MBA
```

```
lsp=0.022*(fsy*db)/10;  
lcant=(lv-hc)/2;  
lp=0.08*lcant+lsp;  
curvy=2*esy/hv;
```

```
lub=25;
```

```
% ALGORITMO ITERATIVO
```

```
teta=[0.0005:0.00025:0.025];  
N=size(teta);  
nn=N(1,2);  
m=zeros(1,nn);  
mpt=zeros(1,nn);  
ms=zeros(1,nn);  
c_=zeros(1,nn);  
eec_=zeros(1,nn);  
fch_=zeros(1,nn);
```

```
for i=1:nn
```

```
    c=5;
```

```
    Fpt=10;  
    Fs1=10;  
    Fs2=10;  
    Fc=10;
```

```
    while Fpt+Fs1+Fs2-Fc>1
```

```
        % Deformación del acero dulce
```

```
        eess1=(teta(1,i)*(dass1-c))/(lub+2*lsp);  
        eess2=((teta(1,i)*(dass2-c))/(lub+2*lsp));
```

```
        % Deformación del acero postensado
```

```
        lubpt=1800;  
        n=6;  
        eept=(n*(teta(1,i)*((hv/2)-c)))/lubpt+epti;
```

```

% Deformación del hormigón

eec=(( (teta(1,i)*lcant)/((lp*(lcant-(lp/2)))))+curvy)*c;

% Esfuerzo del acero dulce

if eess1<=-esh;
    fs1=(eess1/abs(eess1))*(fsu+(fsy-fsu)*((esu-abs(eess1))/(esu-esh))^p);

elseif eess1<-esy;
    fs1=-fsy;

elseif eess1<esy
    fs1=eess1*Es;

elseif eess1<esh
    fs1=fsy;

else
    fs1=fsu+(fsy-fsu)*((esu-abs(eess1))/(esu-esh))^p;

end

if eess2<=-esh;
    fs2=(eess2/abs(eess2))*(fsu+(fsy-fsu)*((esu-abs(eess2))/(esu-esh))^p);

elseif eess2<-esy;
    fs2=-fsy;

elseif eess2<esy
    fs2=eess2*Es;

elseif eess2<esh
    fs2=fsy;

else
    fs2=fsu+(fsy-fsu)*((esu-abs(eess2))/(esu-esh))^p;

end

% FUERZA ACERO DULCE

Fs1=ass1*fs1;
Fs2=ass2*fs2;

%Esfuerzo del acero postensado

```

```

fpt=
eept*Ept*(0.02+((0.98)/((1+(eept*Ept)/(1.04*fpty)^8.36)^(1/8.36)))));

% FUERZA ACERO POSTENSADO

Fpt=aspt*fpt;

% ESFUERZO DEL HORMIGÓN

fch=(fprcc*r*(eec/ecc))/(r-1+(eec/ecc)^r);

% FUERZA DEL HORMIGÓN

f=@(x) fprcc*((lcant*teta(1,i)/(lp*(lcant-0.5*lp))+curvy)*x)*(1/ecc)*r/(r-
1+((lcant*teta(1,i)/(lp*(lcant-0.5*lp))+curvy)*x)*(1/ecc)).^r)*x;
q1=integral(f,0,c);
disp(q1)

g=@(x) fprcc*((lcant*teta(1,i)/(lp*(lcant-0.5*lp))+curvy)*x)*(1/ecc)*r/(r-
1+((lcant*teta(1,i)/(lp*(lcant-0.5*lp))+curvy)*x)*(1/ecc)).^r);
q2=integral(g,0,c,'ArrayValued',true);
disp(q2)

centroide_desde_centro=q1/q2;
distancia_desde_borde=c-centroide_desde_centro;
esfuerzo_efectivo=q2;
Fc=q2*bv;

% Determinación de Momentos

Ms=abs(distancia_desde_borde-dass1)*Fs1+abs(dass2-
distancia_desde_borde)*Fs2;
Mpt=Fpt*(dapt-distancia_desde_borde);
zlamda=(Mpt)/Ms;
M=Ms+Mpt;
zRazon_eptmax_menor1=eept/(eptmax);
zRazon_eecmax_menor1=eec/ecu;
zMDemanda=Mw;
zMSuministrado=M;
zRazon_momento_mayor1=0.85*M/Mw;
c=c+1;

end

ms(1,i)=Ms;
mpt(1,i)=Mpt;

```

```

m(1,i)=M;
c_(1,i)=c;
eec_(1,i)=eec;
fch_(1,i)=fch;
eept_(1,i)=eept;
fpt_(1,i)=fpt;

% Gráfico momento rotación

title('Rotación v/s Esfuerzo')
figure(1);
h2=plot(teta,ms,'r');
hold on;
plot(teta,mpt,'g');
hold on;
plot((teta*-1),(ms*-1),'r');
hold on;
plot((teta*-1),(mpt*-1),'g');
hold off

% Gráfico esfuerzo deformación hormigón

figure(2);
plot(eec_,(fch_));

% Gráfico esfuerzo deformación postensado

figure(3);
plot(eept_,(fpt_));

end

```

A.2. Rutas Ruaumoko

A.2.1. Estructura Convencional

RUTA EJE Y-Y

2 0 1 1 2 0 0 0 0 0 0
32 49 7 3 1 2 9.81 5 5 0.005 180 1
0 1 1 0 1 1 1 1 8 2 1 0
5 0 0.0001 0 0 0 0 0 0 0 0

NODES

1 0 0 1 1 1 0 0 0 0
2 0 3.6 0 0 0 0 0 0 0
3 0 7.2 0 0 0 0 0 0 0
4 0 10.8 0 0 0 0 0 0 0
5 0 14.4 0 0 0 0 0 0 0
6 0 18 0 0 0 0 0 0 0
7 0 21.6 0 0 0 0 0 0 0
8 0 25.2 0 0 0 0 0 0 0
9 6 0 1 1 1 1 0 0 0
10 6 3.6 0 0 0 2 0 0 0
11 6 7.2 0 0 0 3 0 0 0
12 6 10.8 0 0 0 4 0 0 0
13 6 14.4 0 0 0 5 0 0 0
14 6 18 0 0 0 6 0 0 0
15 6 21.6 0 0 0 7 0 0 0
16 6 25.2 0 0 0 8 0 0 0
17 12 0 1 1 1 1 0 0 0
18 12 3.6 0 0 0 2 0 0 0
19 12 7.2 0 0 0 3 0 0 0
20 12 10.8 0 0 0 4 0 0 0
21 12 14.4 0 0 0 5 0 0 0
22 12 18 0 0 0 6 0 0 0
23 12 21.6 0 0 0 7 0 0 0
24 12 25.2 0 0 0 8 0 0 0
25 18 0 1 1 1 1 0 0 0
26 18 3.6 0 0 0 2 0 0 0
27 18 7.2 0 0 0 3 0 0 0
28 18 10.8 0 0 0 4 0 0 0
29 18 14.4 0 0 0 5 0 0 0
30 18 18 0 0 0 6 0 0 0
31 18 21.6 0 0 0 7 0 0 0
32 18 25.2 0 0 0 8 0 0 0

DRIFTS

1 2 3 4 5 6 7 8

ELEMENTS

1 1 1 2 0 0
2 2 2 3 0 0
3 2 3 4 0 0
4 2 4 5 0 0
5 2 5 6 0 0
6 2 6 7 0 0
7 2 7 8 0 0
8 3 9 10 0 0
9 4 10 11 0 0
10 4 11 12 0 0
11 4 12 13 0 0
12 4 13 14 0 0
13 4 14 15 0 0
14 4 15 16 0 0
15 3 17 18 0 0
16 4 18 19 0 0
17 4 19 20 0 0
18 4 20 21 0 0
19 4 21 22 0 0
20 4 22 23 0 0
21 4 23 24 0 0
22 1 25 26 0 0
23 2 26 27 0 0
24 2 27 28 0 0
25 2 28 29 0 0
26 2 29 30 0 0
27 2 30 31 0 0
28 2 31 32 0 0
29 5 2 10 0 0
30 5 3 11 0 0
31 5 4 12 0 0
32 6 5 13 0 0
33 6 6 14 0 0
34 7 7 15 0 0
35 7 8 16 0 0
36 5 10 18 0 0
37 5 11 19 0 0
38 5 12 20 0 0
39 6 13 21 0 0
40 6 14 22 0 0
41 7 15 23 0 0
42 7 16 24 0 0
43 5 18 26 0 0
44 5 19 27 0 0
45 5 20 28 0 0
46 6 21 29 0 0
47 6 22 30 0 0
48 7 23 31 0 0

49 7 24 32 0 0

PROPS

1 FRAME CBorderRot

1 0 0 4 0 0 0 0

2600000 1083333 0.45 0.405 0.0146 0 0 0.75 0 0

0 0.046 0.9 0

0 0 183 -183 0 0

0.3 0.2 1 2

2 FRAME CbordeElas

1 0 0 0 0 0 0 0

2600000 1083333 0.45 0.405 0.0146 0 0 0.75 0 0

3 FRAME CCentroRot

1 0 0 4 0 0 0 0

2600000 1083333 0.45 0.405 0.0170 0 0 0.75 0 0

0 0.0528 0.9 0

0 0 220 -220 0 0

0.3 0.2 1 2

4 FRAME CCentro Elas

1 0 0 0 0 0 0 0

2600000 1083333 0.45 0.405 0.0170 0 0 0.75 0 0

5 FRAME V1

1 0 0 4 0 0 0 0

2600000 1083333 0.3 0.28 0.0075 0 0.45 0.45 0 0

0 0.016 0.75 0.75

0 0 97 -97 97 -97

0.3 0.2 1 2

6 FRAME V2

1 0 0 4 0 0 0 0

2600000 1083333 0.3 0.28 0.0072 0 0.45 0.45 0 0

0 0.015 0.75 0.75

0 0 84 -96 84 -96

0.3 0.2 1 2

7 FRAME V3

1 0 0 4 0 0 0 0

2600000 1083333 0.3 0.28 0.0042 0 0.45 0.45 0 0

0 0.0154 0.75 0.75

0 0 47 -52 47 -52

0.3 0.2 1 2

WEIGHTS

1 0 0 0
2 119.2 0 0
3 119.2 0 0
4 119.2 0 0
5 119.2 0 0
6 119.2 0 0
7 119.2 0 0
8 99.8 0 0

LOADS

1 0 0 0
2 0 0 0
3 0 0 0
4 0 0 0
5 0 0 0
6 0 0 0
7 0 0 0
8 0 0 0
9 0 0 0
10 0 0 0
11 0 0 0
12 0 0 0
13 0 0 0
14 0 0 0
15 0 0 0
16 0 0 0
17 0 0 0
18 0 0 0
19 0 0 0
20 0 0 0
21 0 0 0
22 0 0 0
23 0 0 0
24 0 0 0
25 0 0 0
26 0 0 0
27 0 0 0
28 0 0 0
29 0 0 0
30 0 0 0
31 0 0 0
32 0 0 0

EQUAKE CTN.EQF

3 2 0.005 9.81 143.275 0 0 1

A.2.2. Estructura Híbrida Convencional

RUTA EJE Y-Y

2 0 1 1 2 0 0 0 0 0 0

74 133 7 3 1 2 9.81 5 5 0.005 180 1

0 1 1 0 1 1 1 1 8 2 1 0

5 0 0.0001 0 0 0 0 0 0 0 0

NODES

1 0 0 1 1 1 0 0 0 0

2 0 3.6 0 0 0 0 0 0 0

3 0 7.2 0 0 0 0 0 0 0

4 0 10.8 0 0 0 0 0 0 0

5 0 14.4 0 0 0 0 0 0 0

6 0 18 0 0 0 0 0 0 0

7 0 21.6 0 0 0 0 0 0 0

8 0 25.2 0 0 0 0 0 0 0

9 6 0 1 1 1 1 0 0 0

10 6 3.6 0 0 0 2 0 0 0

11 6 7.2 0 0 0 3 0 0 0

12 6 10.8 0 0 0 4 0 0 0

13 6 14.4 0 0 0 5 0 0 0

14 6 18 0 0 0 6 0 0 0

15 6 21.6 0 0 0 7 0 0 0

16 6 25.2 0 0 0 8 0 0 0

17 12 0 1 1 1 1 0 0 0

18 12 3.6 0 0 0 2 0 0 0

19 12 7.2 0 0 0 3 0 0 0

20 12 10.8 0 0 0 4 0 0 0

21 12 14.4 0 0 0 5 0 0 0

22 12 18 0 0 0 6 0 0 0

23 12 21.6 0 0 0 7 0 0 0

24 12 25.2 0 0 0 8 0 0 0

25 18 0 1 1 1 1 0 0 0

26 18 3.6 0 0 0 2 0 0 0

27 18 7.2 0 0 0 3 0 0 0

28 18 10.8 0 0 0 4 0 0 0

29 18 14.4 0 0 0 5 0 0 0

30 18 18 0 0 0 6 0 0 0

31 18 21.6 0 0 0 7 0 0 0

32 18 25.2 0 0 0 8 0 0 0

33 0.01 3.6 0 0 0 2 2 0 0

34 0.01 7.2 0 0 0 3 3 0 0

35 0.01 10.8 0 0 0 4 4 0 0

36 0.01 14.4 0 0 0 5 5 0 0

37 0.01 18 0 0 0 6 6 0 0

38 0.01 21.6 0 0 0 7 7 0 0

39 0.01 25.2 0 0 0 8 8 0 0

40 5.99 3.6 0 0 0 10 10 0 0
41 5.99 7.2 0 0 0 11 11 0 0
42 5.99 10.8 0 0 0 12 12 0 0
43 5.99 14.4 0 0 0 13 13 0 0
44 5.99 18 0 0 0 14 14 0 0
45 5.99 21.6 0 0 0 15 15 0 0
46 5.99 25.2 0 0 0 16 16 0 0
47 6.01 3.6 0 0 0 10 10 0 0
48 6.01 7.2 0 0 0 11 11 0 0
49 6.01 10.8 0 0 0 12 12 0 0
50 6.01 14.4 0 0 0 13 13 0 0
51 6.01 18 0 0 0 14 14 0 0
52 6.01 21.6 0 0 0 15 15 0 0
53 6.01 25.2 0 0 0 16 16 0 0
54 11.99 3.6 0 0 0 18 18 0 0
55 11.99 7.2 0 0 0 19 19 0 0
56 11.99 10.8 0 0 0 20 20 0 0
57 11.99 14.4 0 0 0 21 21 0 0
58 11.99 18 0 0 0 22 22 0 0
59 11.99 21.6 0 0 0 23 23 0 0
60 11.99 25.2 0 0 0 24 24 0 0
61 12.01 3.6 0 0 0 18 18 0 0
62 12.01 7.2 0 0 0 19 19 0 0
63 12.01 10.8 0 0 0 20 20 0 0
64 12.01 14.4 0 0 0 21 21 0 0
65 12.01 18 0 0 0 22 22 0 0
66 12.01 21.6 0 0 0 23 23 0 0
67 12.01 25.2 0 0 0 24 24 0 0
68 17.99 3.6 0 0 0 26 26 0 0
69 17.99 7.2 0 0 0 27 27 0 0
70 17.99 10.8 0 0 0 28 28 0 0
71 17.99 14.4 0 0 0 29 29 0 0
72 17.99 18 0 0 0 30 30 0 0
73 17.99 21.6 0 0 0 31 31 0 0
74 17.99 25.2 0 0 0 32 32 0 0

DRIFTS

1 2 3 4 5 6 7 8

ELEMENTS

1 1 1 2 0 0
2 2 2 3 0 0
3 2 3 4 0 0
4 2 4 5 0 0
5 2 5 6 0 0
6 2 6 7 0 0
7 2 7 8 0 0
8 3 9 10 0 0

9 4 10 11 0 0
10 4 11 12 0 0
11 4 12 13 0 0
12 4 13 14 0 0
13 4 14 15 0 0
14 4 15 16 0 0
15 3 17 18 0 0
16 4 18 19 0 0
17 4 19 20 0 0
18 4 20 21 0 0
19 4 21 22 0 0
20 4 22 23 0 0
21 4 23 24 0 0
22 1 25 26 0 0
23 2 26 27 0 0
24 2 27 28 0 0
25 2 28 29 0 0
26 2 29 30 0 0
27 2 30 31 0 0
28 2 31 32 0 0
29 5 33 40 0 0
30 5 34 41 0 0
31 5 35 42 0 0
32 5 36 43 0 0
33 5 37 44 0 0
34 5 38 45 0 0
35 5 39 46 0 0
36 5 47 54 0 0
37 5 48 55 0 0
38 5 49 56 0 0
39 5 50 57 0 0
40 5 51 58 0 0
41 5 52 59 0 0
42 5 53 60 0 0
43 5 61 68 0 0
44 5 62 69 0 0
45 5 63 70 0 0
46 5 64 71 0 0
47 5 65 72 0 0
48 5 66 73 0 0
49 5 67 74 0 0
50 6 2 33 0 0
51 7 2 33 0 0
52 6 3 34 0 0
53 7 3 34 0 0
54 6 4 35 0 0
55 7 4 35 0 0
56 6 5 36 0 0

57 7 5 36 0 0
58 6 6 37 0 0
59 7 6 37 0 0
60 6 7 38 0 0
61 7 7 38 0 0
62 6 8 39 0 0
63 7 8 39 0 0
64 6 40 10 0 0
65 7 40 10 0 0
66 6 41 11 0 0
67 7 41 11 0 0
68 6 42 12 0 0
69 7 42 12 0 0
70 6 43 13 0 0
71 7 43 13 0 0
72 6 44 14 0 0
73 7 44 14 0 0
74 6 45 15 0 0
75 7 45 15 0 0
76 6 46 16 0 0
77 7 46 16 0 0
78 6 10 47 0 0
79 7 10 47 0 0
80 6 11 48 0 0
81 7 11 48 0 0
82 6 12 49 0 0
83 7 12 49 0 0
84 6 13 50 0 0
85 7 13 50 0 0
86 6 14 51 0 0
87 7 14 51 0 0
88 6 15 52 0 0
89 7 15 52 0 0
90 6 16 53 0 0
91 7 16 53 0 0
92 6 54 18 0 0
93 7 54 18 0 0
94 6 55 19 0 0
95 7 55 19 0 0
96 6 56 20 0 0
97 7 56 20 0 0
98 6 57 21 0 0
99 7 57 21 0 0
100 6 58 22 0 0
101 7 58 22 0 0
102 6 59 23 0 0
103 7 59 23 0 0
104 6 60 24 0 0

105 7 60 24 0 0
106 6 18 61 0 0
107 7 18 61 0 0
108 6 19 62 0 0
109 7 19 62 0 0
110 6 20 63 0 0
111 7 20 63 0 0
112 6 21 64 0 0
113 7 21 64 0 0
114 6 22 65 0 0
115 7 22 65 0 0
116 6 23 66 0 0
117 7 23 66 0 0
118 6 24 67 0 0
119 7 24 67 0 0
120 6 68 26 0 0
121 7 68 26 0 0
122 6 69 27 0 0
123 7 69 27 0 0
124 6 70 28 0 0
125 7 70 28 0 0
126 6 71 29 0 0
127 7 71 29 0 0
128 6 72 30 0 0
129 7 72 30 0 0
130 6 73 31 0 0
131 7 73 31 0 0
132 6 74 32 0 0
133 7 74 32 0 0

PROPS

1 FRAME CBorderRot

1 0 0 4 0 0 0 0

2600000 1083333 0.45 0.405 0.0146 0 0 0 0 0

0 0.046 0.9 0

0 0 183 -183 0 0

0.3 0.2 1 2

2 FRAME CbordeElas

1 0 0 0 0 0 0 0

2600000 1083333 0.45 0.405 0.0146 0 0 0 0 0

3 FRAME CCentroRot

1 0 0 4 0 0 0 0

2600000 1083333 0.45 0.405 0.0170 0 0 0 0 0

0 0.0528 0.9 0

0 0 220 -220 0 0

0.3 0.2 1 2

4 FRAME CCentro Elas
1 0 0 0 0 0 0
2600000 1083333 0.45 0.405 0.0170 0 0 0 0 0

5 FRAME V1
1 0 0 0 0 0 0
2600000 1083333 0.3 0.28 0.014 0 0 0 0 0

6 SPRING POSTENSADO
1 15 0 0 0 0 18740.3 0 0 0.038 0 0
0 0 0 0 56.22 -56.22

7 SPRING CONVENCIONAL
1 4 0 0 0 0 16109.48 0 0 0.00072 0 0
0 0 0 0 48.33 -48.33
0.3 0.2 1 2

WEIGHTS

1 0 0 0
2 119.2 0 0
3 119.2 0 0
4 119.2 0 0
5 119.2 0 0
6 119.2 0 0
7 119.2 0 0
8 99.8 0 0

LOADS

1 0 0 0
2 0 0 0
3 0 0 0
4 0 0 0
5 0 0 0
6 0 0 0
7 0 0 0
8 0 0 0
9 0 0 0
10 0 0 0
11 0 0 0
12 0 0 0
13 0 0 0
14 0 0 0
15 0 0 0
16 0 0 0
17 0 0 0
18 0 0 0
19 0 0 0

20 000
21 000
22 000
23 000
24 000
25 000
26 000
27 000
28 000
29 000
30 000
31 000
32 000

EQUAKE C.EQF

3 2 0.005 9.81 141.675 0 0 1

A.2.3. Estructura Híbrida Plug & Play

RUTA EJE Y-Y

2 0 1 1 2 0 0 0 0 0 0

74 133 7 3 1 2 9.81 5 5 0.005 180 1

0 1 1 0 1 1 1 1 8 2 1 0

5 0 0.0001 0 0 0 0 0 0 0 0

NODES

1 0 0 1 1 1 0 0 0 0

2 0 3.6 0 0 0 0 0 0 0

3 0 7.2 0 0 0 0 0 0 0

4 0 10.8 0 0 0 0 0 0 0

5 0 14.4 0 0 0 0 0 0 0

6 0 18 0 0 0 0 0 0 0

7 0 21.6 0 0 0 0 0 0 0

8 0 25.2 0 0 0 0 0 0 0

9 6 0 1 1 1 1 0 0 0

10 6 3.6 0 0 0 2 0 0 0

11 6 7.2 0 0 0 3 0 0 0

12 6 10.8 0 0 0 4 0 0 0

13 6 14.4 0 0 0 5 0 0 0

14 6 18 0 0 0 6 0 0 0

15 6 21.6 0 0 0 7 0 0 0

16 6 25.2 0 0 0 8 0 0 0

17 12 0 1 1 1 1 0 0 0

18 12 3.6 0 0 0 2 0 0 0

19 12 7.2 0 0 0 3 0 0 0

20 12 10.8 0 0 0 4 0 0 0

21 12 14.4 0 0 0 5 0 0 0

22 12 18 0 0 0 6 0 0 0

23 12 21.6 0 0 0 7 0 0 0

24 12 25.2 0 0 0 8 0 0 0

25 18 0 1 1 1 1 0 0 0

26 18 3.6 0 0 0 2 0 0 0

27 18 7.2 0 0 0 3 0 0 0

28 18 10.8 0 0 0 4 0 0 0

29 18 14.4 0 0 0 5 0 0 0

30 18 18 0 0 0 6 0 0 0

31 18 21.6 0 0 0 7 0 0 0

32 18 25.2 0 0 0 8 0 0 0

33 0.01 3.6 0 0 0 2 2 0 0

34 0.01 7.2 0 0 0 3 3 0 0

35 0.01 10.8 0 0 0 4 4 0 0

36 0.01 14.4 0 0 0 5 5 0 0

37 0.01 18 0 0 0 6 6 0 0

38 0.01 21.6 0 0 0 7 7 0 0

39 0.01 25.2 0 0 0 8 8 0 0

40 5.99 3.6 0 0 0 10 10 0 0
41 5.99 7.2 0 0 0 11 11 0 0
42 5.99 10.8 0 0 0 12 12 0 0
43 5.99 14.4 0 0 0 13 13 0 0
44 5.99 18 0 0 0 14 14 0 0
45 5.99 21.6 0 0 0 15 15 0 0
46 5.99 25.2 0 0 0 16 16 0 0
47 6.01 3.6 0 0 0 10 10 0 0
48 6.01 7.2 0 0 0 11 11 0 0
49 6.01 10.8 0 0 0 12 12 0 0
50 6.01 14.4 0 0 0 13 13 0 0
51 6.01 18 0 0 0 14 14 0 0
52 6.01 21.6 0 0 0 15 15 0 0
53 6.01 25.2 0 0 0 16 16 0 0
54 11.99 3.6 0 0 0 18 18 0 0
55 11.99 7.2 0 0 0 19 19 0 0
56 11.99 10.8 0 0 0 20 20 0 0
57 11.99 14.4 0 0 0 21 21 0 0
58 11.99 18 0 0 0 22 22 0 0
59 11.99 21.6 0 0 0 23 23 0 0
60 11.99 25.2 0 0 0 24 24 0 0
61 12.01 3.6 0 0 0 18 18 0 0
62 12.01 7.2 0 0 0 19 19 0 0
63 12.01 10.8 0 0 0 20 20 0 0
64 12.01 14.4 0 0 0 21 21 0 0
65 12.01 18 0 0 0 22 22 0 0
66 12.01 21.6 0 0 0 23 23 0 0
67 12.01 25.2 0 0 0 24 24 0 0
68 17.99 3.6 0 0 0 26 26 0 0
69 17.99 7.2 0 0 0 27 27 0 0
70 17.99 10.8 0 0 0 28 28 0 0
71 17.99 14.4 0 0 0 29 29 0 0
72 17.99 18 0 0 0 30 30 0 0
73 17.99 21.6 0 0 0 31 31 0 0
74 17.99 25.2 0 0 0 32 32 0 0

DRIFTS

1 2 3 4 5 6 7 8

ELEMENTS

1 1 1 2 0 0
2 2 2 3 0 0
3 2 3 4 0 0
4 2 4 5 0 0
5 2 5 6 0 0
6 2 6 7 0 0
7 2 7 8 0 0
8 3 9 10 0 0

9 4 10 11 0 0
10 4 11 12 0 0
11 4 12 13 0 0
12 4 13 14 0 0
13 4 14 15 0 0
14 4 15 16 0 0
15 3 17 18 0 0
16 4 18 19 0 0
17 4 19 20 0 0
18 4 20 21 0 0
19 4 21 22 0 0
20 4 22 23 0 0
21 4 23 24 0 0
22 1 25 26 0 0
23 2 26 27 0 0
24 2 27 28 0 0
25 2 28 29 0 0
26 2 29 30 0 0
27 2 30 31 0 0
28 2 31 32 0 0
29 5 33 40 0 0
30 5 34 41 0 0
31 5 35 42 0 0
32 5 36 43 0 0
33 5 37 44 0 0
34 5 38 45 0 0
35 5 39 46 0 0
36 5 47 54 0 0
37 5 48 55 0 0
38 5 49 56 0 0
39 5 50 57 0 0
40 5 51 58 0 0
41 5 52 59 0 0
42 5 53 60 0 0
43 5 61 68 0 0
44 5 62 69 0 0
45 5 63 70 0 0
46 5 64 71 0 0
47 5 65 72 0 0
48 5 66 73 0 0
49 5 67 74 0 0
50 6 2 33 0 0
51 7 2 33 0 0
52 6 3 34 0 0
53 7 3 34 0 0
54 6 4 35 0 0
55 7 4 35 0 0
56 6 5 36 0 0

57 7 5 36 0 0
58 6 6 37 0 0
59 7 6 37 0 0
60 6 7 38 0 0
61 7 7 38 0 0
62 6 8 39 0 0
63 7 8 39 0 0
64 6 40 10 0 0
65 7 40 10 0 0
66 6 41 11 0 0
67 7 41 11 0 0
68 6 42 12 0 0
69 7 42 12 0 0
70 6 43 13 0 0
71 7 43 13 0 0
72 6 44 14 0 0
73 7 44 14 0 0
74 6 45 15 0 0
75 7 45 15 0 0
76 6 46 16 0 0
77 7 46 16 0 0
78 6 10 47 0 0
79 7 10 47 0 0
80 6 11 48 0 0
81 7 11 48 0 0
82 6 12 49 0 0
83 7 12 49 0 0
84 6 13 50 0 0
85 7 13 50 0 0
86 6 14 51 0 0
87 7 14 51 0 0
88 6 15 52 0 0
89 7 15 52 0 0
90 6 16 53 0 0
91 7 16 53 0 0
92 6 54 18 0 0
93 7 54 18 0 0
94 6 55 19 0 0
95 7 55 19 0 0
96 6 56 20 0 0
97 7 56 20 0 0
98 6 57 21 0 0
99 7 57 21 0 0
100 6 58 22 0 0
101 7 58 22 0 0
102 6 59 23 0 0
103 7 59 23 0 0
104 6 60 24 0 0

105 7 60 24 0 0
106 6 18 61 0 0
107 7 18 61 0 0
108 6 19 62 0 0
109 7 19 62 0 0
110 6 20 63 0 0
111 7 20 63 0 0
112 6 21 64 0 0
113 7 21 64 0 0
114 6 22 65 0 0
115 7 22 65 0 0
116 6 23 66 0 0
117 7 23 66 0 0
118 6 24 67 0 0
119 7 24 67 0 0
120 6 68 26 0 0
121 7 68 26 0 0
122 6 69 27 0 0
123 7 69 27 0 0
124 6 70 28 0 0
125 7 70 28 0 0
126 6 71 29 0 0
127 7 71 29 0 0
128 6 72 30 0 0
129 7 72 30 0 0
130 6 73 31 0 0
131 7 73 31 0 0
132 6 74 32 0 0
133 7 74 32 0 0

PROPS

1 FRAME CBorderRot

1 0 0 4 0 0 0 0

2600000 1083333 0.45 0.405 0.0146 0 0 0 0 0

0 0.046 0.9 0

0 0 183 -183 0 0

0.3 0.2 1 2

2 FRAME CbordeElas

1 0 0 0 0 0 0 0

2600000 1083333 0.45 0.405 0.0146 0 0 0 0 0

3 FRAME CCentroRot

1 0 0 4 0 0 0 0

2600000 1083333 0.45 0.405 0.0170 0 0 0 0 0

0 0.0528 0.9 0

0 0 220 -220 0 0

0.3 0.2 1 2

4 FRAME CCentro Elas
1 0 0 0 0 0 0
2600000 1083333 0.45 0.405 0.0170 0 0 0 0 0

5 FRAME V1
1 0 0 0 0 0 0
2600000 1083333 0.3 0.28 0.014 0 0 0 0 0

6 SPRING POSTENSADO
1 15 0 0 0 0 18740.3 0 0 0.038 0 0
0 0 0 0 56.22 -56.22

7 SPRING PLUGPLAY
1 40 0 0 0 0 16000 2 2 25 0 0
0 0 0 0 46 -46

WEIGHTS

1 0 0 0
2 119.2 0 0
3 119.2 0 0
4 119.2 0 0
5 119.2 0 0
6 119.2 0 0
7 119.2 0 0
8 99.8 0 0

LOADS

1 0 0 0
2 0 0 0
3 0 0 0
4 0 0 0
5 0 0 0
6 0 0 0
7 0 0 0
8 0 0 0
9 0 0 0
10 0 0 0
11 0 0 0
12 0 0 0
13 0 0 0
14 0 0 0
15 0 0 0
16 0 0 0
17 0 0 0
18 0 0 0
19 0 0 0

20 000
21 000
22 000
23 000
24 000
25 000
26 000
27 000
28 000
29 000
30 000
31 000
32 000

EQUAKE C.EQF

3 2 0.005 9.81 141.675 0 0 1

I