

Nombre
66611

T
Arb 662e
2013



UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN EDIFICIO DE HORMIGON ARMADO DISEÑADO SEGÚN LA NORMA CHILENA VIGENTE Y VISION 2000

Por

Sebastián Andrés Araos Rojas

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

- norma NCh 433
- Análisis Dinámico
- Diseño Estructural

Prof. Guía: Alejandro Morales Gómez

Junio, 2013

R. 16865

AGRADECIMIENTOS

Al finalizar este largo camino, no me queda más que expresar mis más sinceros agradecimientos a quienes formaron parte de esta experiencia. En primer lugar quiero manifestar mi más profundo agradecimiento a mi familia, por todos estos años de constante apoyo, motivación y confianza. Quisiera mencionar en particular la labor prestada por mis padres, mis hermanos y en especial la de mi hija Constanza, quien es lo más valioso e importante para mí, siendo la principal motivación para poder culminar todos mis objetivos planteados.

Por otro lado, quiero agradecer a mi profesor guía, Alejandro Morales, por su confianza en mí para desarrollar este trabajo, por entregarme conocimientos, y por su disposición para resolver las dudas que se me fueron presentando durante el desarrollo del trabajo.

También, recordar a aquellos amigos que continuamente estuvieron pendientes de mi proceso, y con quienes viví grandes momentos durante los últimos años.

Muchas gracias a todos.

"A mi familia y en especial para mi princesita Constanza"

Los quiero mucho.

| | | |
|-------|---|----|
| 2.2 | Decreto supremo N°60..... | 8 |
| 2.2.1 | Consideraciones de diseño D.S.N°60..... | 8 |
| 2.3 | SEAO Vision 2000..... | 9 |
| 2.3.1 | Introducción..... | 9 |
| 2.3.2 | Metodología de diseño Comité Visión 2000..... | 9 |
| 2.3.3 | Disposiciones generales comité visión 2000..... | 10 |
| 2.3.4 | Propuesta de comité visión 2000..... | 11 |

CAPITULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

SEGÚN NORMATIVA CHILENA VIGENTE 15

| | | |
|-------|---------------------------------------|----|
| 3.1 | Estructura analizada..... | 15 |
| 3.1.1 | Introducción..... | 15 |
| 3.1.2 | Parámetros normativos..... | 15 |
| 3.1.3 | Materiales..... | 15 |
| 3.1.4 | Estructuración general..... | 16 |
| 3.2 | Análisis modal espectral..... | 18 |
| 3.2.1 | Introducción..... | 18 |
| 3.2.2 | Estados de carga..... | 18 |
| 3.2.3 | Resultados del análisis dinámico..... | 19 |
| 3.2.4 | Espectro de Diseño (Sa)..... | 20 |
| 3.2.5 | Reacciones a nivel basal..... | 21 |
| 3.2.6 | Corte por piso..... | 22 |
| 3.2.7 | Desplazamiento lateral de diseño..... | 23 |
| 3.2.8 | Deformaciones entre piso..... | 25 |
| 3.3 | Diseño del edificio..... | 26 |
| 3.3.1 | Introducción..... | 26 |

| | | |
|-------|--------------------------|----|
| 3.3.2 | Análisis de muros..... | 26 |
| 3.3.3 | Armadura a flexión..... | 27 |
| 3.3.4 | Armadura horizontal..... | 34 |
| 3.3.5 | Confinamiento..... | 36 |

CAPITULO IV: DISEÑO DEL EDIFICIO SEGÚN VISION 2000 48

| | | |
|-------|---|----|
| 4.1 | Introducción..... | 48 |
| 4.2 | Propuesta empleada en la evaluación del desempeño..... | 48 |
| 4.3 | Metodología propuesta para el diseño del edificio según vision2000..... | 49 |
| 4.4 | Diseño de los muros usando la metodología propuesta..... | 54 |
| 4.4.1 | Determinación del desplazamiento en el techo..... | 54 |
| 4.4.2 | Determinación de la demanda de curvatura..... | 56 |
| 4.4.3 | Armadura vertical de los muros..... | 57 |
| 4.4.4 | Armadura horizontal de los muros..... | 63 |

CAPITULO V: ANALISIS NO LINEAL

PRESENTACION Y EVALUACION DE RESULTADOS 79

| | | |
|-------|-------------------------------|----|
| 5.1 | Introducción..... | 79 |
| 5.2 | Parámetros generales..... | 79 |
| 5.2.1 | Rigidez..... | 79 |
| 5.2.2 | Resistencia..... | 80 |
| 5.2.3 | Amortiguamiento..... | 80 |
| 5.2.4 | Regla de histéresis SINA..... | 80 |

| | | |
|-------|--|----|
| 5.3 | Registros de aceleraciones..... | 81 |
| 5.4 | Modelación en Ruaumoko..... | 82 |
| 5.5 | Resultados del análisis no lineal..... | 84 |
| 5.5.1 | Análisis de deformaciones y capacidad..... | 84 |
| 5.5.2 | Análisis esfuerzo de corte..... | 88 |
| 5.5.3 | Análisis esfuerzo a flexión..... | 95 |

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS **103**

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA **105**

ANEXO A **107**

ANEXO B **117**

ANEXO C **124**

ANEXO D **129**

INDICE DE ECUACIONES

CAPITULO II: ANTECEDENTES TEORICOS

| | | |
|--------------|---|---|
| ECUACION 2.1 | Aceleración espectral de Diseño Decreto supremo N°61..... | 6 |
| ECUACION 2.2 | Factor de Reducción..... | 6 |
| ECUACION 2.3 | Factor de amplificación..... | 7 |
| ECUACION 2.4 | Desplazamiento lateral de Diseño..... | 7 |
| ECUACION 2.5 | Espectro de Desplazamiento..... | 7 |

CAPITULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SEGÚN NORMATIVA CHILENA VIGENTE

| | | |
|--------------|--|----|
| ECUACION 3.1 | Armadura de corte..... | 34 |
| ECUACION 3.2 | Resistencia nominal al corte..... | 34 |
| ECUACION 3.3 | Cuantía mínima al corte..... | 34 |
| ECUACION 3.4 | Resistencia nominal máxima al corte..... | 34 |
| ECUACION 3.5 | Demanda de curvatura..... | 41 |
| ECUACION 3.6 | Largo de confinamiento..... | 42 |
| ECUACION 3.7 | Armadura mínima de confinamiento..... | 42 |

CAPITULO IV: DISEÑO DEL EDIFICIO SEGÚN VISION 2000

| | | |
|--------------|--|----|
| ECUACION 4.1 | Deformación ultima..... | 54 |
| ECUACION 4.2 | Deformación de fluencia..... | 54 |
| ECUACION 4.3 | Giro unitario de fluencia..... | 54 |
| ECUACION 4.4 | Longitud de rotula plástica..... | 55 |
| ECUACION 4.5 | Factor de sobre resistencia a flexión..... | 63 |
| ECUACION 4.6 | Corte por capacidad..... | 64 |
| ECUACION 4.7 | Factor de amplificación dinámica..... | 65 |

CAPITULO V:

ANALISIS NO LINEAL
PRESENTACION Y EVALUACION DE RESULTADOS

| | |
|--|----|
| ECUACION 5.1 Deformación Última..... | 84 |
| ECUACION 5.2 Deformación Plástica..... | 84 |
| ECUACION 5.3 Deformación de Fluencia..... | 84 |
| ECUACION 5.4 Ductilidad de Desplazamiento..... | 85 |

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SEGÚN NORMATIVA CHILENA VIGENTE

| | | |
|-------------|---|----|
| FIGURA 3.1 | Planta piso tipo del edificio..... | 16 |
| FIGURA 3.2 | Modelo de análisis en programa Etabs..... | 17 |
| FIGURA 3.3 | Espectro de diseño dirección eje X..... | 20 |
| FIGURA 3.4 | Espectro de diseño dirección eje Y..... | 21 |
| FIGURA 3.5 | Corte por piso dirección X..... | 23 |
| FIGURA 3.6 | Corte por piso dirección Y..... | 23 |
| FIGURA 3.7 | Espectro elástico de desplazamiento..... | 24 |
| FIGURA 3.8 | Deformación entre piso dirección X..... | 25 |
| FIGURA 3.9 | Deformación entre piso dirección Y..... | 25 |
| FIGURA 3.10 | Numeración de muros del edificio..... | 27 |
| FIGURA 3.11 | Diagrama de iteración P/M2 muro P11..... | 29 |
| FIGURA 3.12 | Diagrama de iteración P/M3 muro P11..... | 30 |
| FIGURA 3.13 | Diagrama de iteración P/M2 muro P22..... | 30 |
| FIGURA 3.14 | Diagrama de iteración P/M3 muro P22..... | 31 |
| FIGURA 3.15 | Diagrama de iteración P/M2 muro P5..... | 31 |
| FIGURA 3.16 | Diagrama de iteración P/M3 muro P5..... | 32 |
| FIGURA 3.17 | Diagrama de iteración P/M2 muro P9..... | 32 |
| FIGURA 3.18 | Diagrama de iteración P/M3 muro P9..... | 33 |
| FIGURA 3.19 | Diagrama momento curvatura en X muro P11..... | 36 |
| FIGURA 3.20 | Diagrama momento curvatura en Y muro P11..... | 37 |
| FIGURA 3.21 | Diagrama momento curvatura en X muro P22..... | 37 |
| FIGURA 3.22 | Diagrama momento curvatura en Y muro P22..... | 38 |
| FIGURA 3.23 | Diagrama momento curvatura en X muro P5..... | 38 |

| | | |
|-------------|--|----|
| FIGURA 3.24 | Diagrama momento curvatura en Y muro P5..... | 39 |
| FIGURA 3.25 | Diagrama momento curvatura en X muro P9..... | 39 |
| FIGURA 3.26 | Diagrama momento curvatura en Y muro P9..... | 40 |
| FIGURA 3.27 | Armadura muro P11..... | 44 |
| FIGURA 3.28 | Armadura muro P22..... | 45 |
| FIGURA 3.29 | Armadura muro P9..... | 46 |
| FIGURA 3.30 | Armadura muro P5..... | 47 |

CAPITULO IV: DISEÑO DEL EDIFICIO SEGÚN VISION 2000

| | | |
|--------------|--|----|
| FIGURA 4.1 | Objetivo de desempeño para el edificio..... | 49 |
| FIGURA 4.2 | Determinación desplazamiento..... | 50 |
| FIGURA 4.3 | Esquema de metodología propuesta..... | 52 |
| FIGURA 4.3.1 | Relación entre deformación de entre piso y deformación plástica..... | 54 |
| FIGURA 4.4 | Diagrama momento curvatura en X muro P11..... | 57 |
| FIGURA 4.5 | Diagrama momento curvatura en Y muro P11..... | 58 |
| FIGURA 4.6 | Diagrama momento curvatura en X muro P22..... | 58 |
| FIGURA 4.7 | Diagrama momento curvatura en Y muro P22..... | 59 |
| FIGURA 4.8 | Diagrama momento curvatura en X muro P9..... | 59 |
| FIGURA 4.9 | Diagrama momento curvatura en Y muro P9..... | 60 |
| FIGURA 4.10 | Diagrama momento curvatura en X muro P5..... | 60 |
| FIGURA 4.11 | Diagrama momento curvatura en Y muro P5..... | 61 |
| FIGURA 4.12 | Diseño por capacidad en muros..... | 64 |
| FIGURA 4.13 | Diseño de iteración P/M2 muro P11..... | 65 |
| FIGURA 4.14 | Diseño de iteración P/M3 muro P11..... | 66 |
| FIGURA 4.15 | Diseño de iteración P/M2 muro P22..... | 66 |
| FIGURA 4.16 | Diseño de iteración P/M3 muro P22..... | 67 |
| FIGURA 4.17 | Diseño de iteración P/M2 muro P9..... | 67 |
| FIGURA 4.18 | Diseño de iteración P/M3 muro P9..... | 68 |

| | | |
|-------------|---------------------------------------|----|
| FIGURA 4.19 | Diseño de iteración P/M2 muro P5..... | 68 |
| FIGURA 4.20 | Diseño de iteración P/M3 muro P5..... | 69 |
| FIGURA 4.21 | Corte en X muro P11..... | 70 |
| FIGURA 4.22 | Corte en Y muro P11..... | 71 |
| FIGURA 4.23 | Corte en X muro P22..... | 71 |
| FIGURA 4.24 | Corte en Y muro P22..... | 72 |
| FIGURA 4.25 | Corte en X muro P9..... | 72 |
| FIGURA 4.26 | Corte en Y muro P9..... | 73 |
| FIGURA 4.27 | Corte en X muro P5..... | 73 |
| FIGURA 4.28 | Corte en Y muro P5..... | 74 |
| FIGURA 4.29 | Armadura para muro P11..... | 75 |
| FIGURA 4.30 | Armadura para muro P22..... | 76 |
| FIGURA 4.31 | Armadura para muro P9..... | 77 |
| FIGURA 4.32 | Armadura para muro P5..... | 78 |

CAPITULO V: ANALISIS NO LINEAL
PRESENTACION Y EVALUACION DE RESULTADOS

| | | |
|-------------|---|----|
| FIGURA 5.1 | Rigideces en curva general fuerza desplazamiento..... | 79 |
| FIGURA 5.2 | Regla de histéresis SINA..... | 81 |
| FIGURA 5.3 | Registro aceleraciones sismo Lollole..... | 81 |
| FIGURA 5.4 | Registro aceleraciones sismo viña..... | 82 |
| FIGURA 5.5 | Registro aceleraciones sismo Talca..... | 82 |
| FIGURA 5.6 | Registro aceleraciones sismo Constitución..... | 82 |
| FIGURA 5.7 | Modelo en Ruaumoko..... | 83 |
| FIGURA 5.8 | Momento curvatura muro P5..... | 85 |
| FIGURA 5.9 | Momento curvatura muro P9..... | 86 |
| FIGURA 5.10 | Momento curvatura muro P11..... | 86 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| FIGURA 5.11 | Momento curvatura muro P22..... | 87 |
| FIGURA 5.12 | Envolvente de corte, Diseño Chileno, muro P5..... | 89 |
| FIGURA 5.13 | Envolvente de corte, Diseño Vision 2000, muro P5..... | 90 |
| FIGURA 5.14 | Envolvente de corte, Diseño Chileno, muro P9..... | 90 |
| FIGURA 5.15 | Envolvente de corte, Diseño Vision 2000, muro P9..... | 91 |
| FIGURA 5.16 | Envolvente de corte, Diseño Chileno, muro P11..... | 91 |
| FIGURA 5.17 | Envolvente de corte, Diseño Vision 2000, muro P11..... | 92 |
| FIGURA 5.18 | Envolvente de corte, Diseño Chileno, muro P22..... | 92 |
| FIGURA 5.19 | Envolvente de corte, Diseño Vision 2000, muro P22..... | 93 |
| FIGURA 5.20 | Momento curvatura, Diseño Chileno, muro P11..... | 96 |
| FIGURA 5.21 | Momento curvatura, Diseño Vision 2000, muro P11..... | 96 |
| FIGURA 5.22 | Momento curvatura, Diseño Chileno, muro P22..... | 97 |
| FIGURA 5.23 | Momento curvatura, Diseño Vision 2000, muro P22..... | 97 |
| FIGURA 5.24 | Momento curvatura, Diseño Chileno, muro P9..... | 98 |
| FIGURA 5.25 | Momento curvatura, Diseño Vision 2000, muro P9..... | 98 |
| FIGURA 5.26 | Momento curvatura, Diseño Chileno, muro P5..... | 99 |
| FIGURA 5.27 | Momento curvatura, Diseño Vision 2000, muro P5..... | 99 |
| FIGURA 5.28 | Momento curvatura en el tiempo, Diseño Vision 2000, muro P22..... | 101 |
| FIGURA 5.29 | Momento curvatura en el tiempo, Diseño Chileno, muro P22..... | 101 |
| FIGURA 5.30 | Momento curvatura en el tiempo, Diseño Vision 2000, muro P9..... | 101 |
| FIGURA 5.31 | Momento curvatura en el tiempo, Diseño Chileno, muro P9..... | 101 |

INDICE DE TABLAS

CAPITULO II:

ANTECEDENTES TEORICOS

| | | |
|-----------|---|----|
| TABLA 2.1 | Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995)..... | 12 |
| TABLA 2.2 | Niveles de movimiento sísmico (SEAOC, 1995)..... | 13 |
| TABLA 2.3 | Niveles recomendados de desempeño (SEAOC, 1995)..... | 13 |
| TABLA 2.4 | Deformación relativa máxima entre piso (SEAOC, 1995)..... | 14 |

CAPITULO III:

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SEGÚN NORMATIVA CHILENA VIGENTE

| | | |
|------------|--|----|
| TABLA 3.1 | Cargas por piso..... | 18 |
| TABLA 3.2 | Periodos y masas equivalentes..... | 19 |
| TABLA 3.3 | Suma porcentual masas equivalentes..... | 19 |
| TABLA 3.4 | Factor de reducción..... | 20 |
| TABLA 3.5 | Reacción horizontal en la base..... | 21 |
| TABLA 3.6 | Peso sísmico y corte mínimo y máximo..... | 22 |
| TABLA 3.7 | Valor de R**..... | 22 |
| TABLA 3.8 | Desplazamiento lateral del techo del edificio..... | 24 |
| TABLA 3.9 | Solicitaciones muro P11 en piso 1..... | 28 |
| TABLA 3.10 | Solicitaciones muro P22 en piso 1..... | 28 |
| TABLA 3.11 | Solicitaciones muro P5 en piso 1..... | 28 |
| TABLA 3.12 | Solicitaciones muro P9 en piso 1..... | 29 |
| TABLA 3.13 | Armadura vertical muros..... | 33 |
| TABLA 3.14 | Calculo armadura de corte muros P11 y P22..... | 35 |
| TABLA 3.15 | Calculo armadura de corte muros P5 y P9..... | 35 |
| TABLA 3.16 | Curvatura ultima muros..... | 40 |
| TABLA 3.17 | Demanda de curvatura muros..... | 41 |

| | | |
|------------|--------------------------------------|----|
| TABLA 3.18 | Calculo capacidad menos demanda..... | 42 |
| TABLA 3.19 | Largo de confinamiento muros..... | 43 |
| TABLA 3.20 | Armadura de confinamiento muros..... | 43 |

CAPITULO IV: DISEÑO DEL EDIFICIO SEGÚN VISION 2000

| | | |
|------------|---|----|
| TABLA 4.1 | Propiedades geométricas muros..... | 55 |
| TABLA 4.2 | Longitud rotula plástica muros..... | 55 |
| TABLA 4.3 | Calculo deformación plástica en los muros..... | 56 |
| TABLA 4.4 | Calculo deformación de fluencia de los muros..... | 56 |
| TABLA 4.5 | Desplazamientos máximos muros..... | 56 |
| TABLA 4.6 | Calculo demanda de curvatura muros..... | 57 |
| TABLA 4.7 | Curvatura ultima muros seleccionados..... | 61 |
| TABLA 4.8 | Confinamiento en muro P11..... | 62 |
| TABLA 4.9 | Confinamiento en muro P22..... | 62 |
| TABLA 4.10 | Confinamiento en muro P9..... | 62 |
| TABLA 4.11 | Confinamiento en muro P5..... | 63 |
| TABLA 4.12 | Momento nominal probable muros..... | 69 |
| TABLA 4.13 | Factor de amplificación dinámica..... | 70 |
| TABLA 4.14 | Armadura de corte por capacidad..... | 74 |

**CAPITULO V: ANALISIS NO LINEAL
PRESENTACION Y EVALUACION DE RESULTADOS**

| | | |
|-----------|--|----|
| TABLA 5.1 | Registros sísmicos..... | 81 |
| TABLA 5.2 | Desplazamientos máximos en muros..... | 84 |
| TABLA 5.3 | Deformaciones y ductilidad muro P5..... | 88 |
| TABLA 5.4 | Resumen esfuerzo de corte según Nch..... | 94 |

| | |
|--|-----|
| TABLA 5.5 Resumen esfuerzo de corte según visión 2000..... | 94 |
| TABLA 5.6 Resumen esfuerzo de flexión según Nch..... | 100 |
| TABLA 5.7 Resumen esfuerzo de flexión según visión 2000..... | 100 |

5.3. Descripción del problema

Este tipo de estructuras se emplea en el caso de edificios de altura en los que se requiere un sistema de elevación que permita un gran número de plantas. Se trata de un sistema de elevación que permite un gran número de plantas. Se trata de un sistema de elevación que permite un gran número de plantas.

Este tipo de estructuras se emplea en el caso de edificios de altura en los que se requiere un sistema de elevación que permita un gran número de plantas. Se trata de un sistema de elevación que permite un gran número de plantas.

Este tipo de estructuras se emplea en el caso de edificios de altura en los que se requiere un sistema de elevación que permita un gran número de plantas. Se trata de un sistema de elevación que permite un gran número de plantas.

Este tipo de estructuras se emplea en el caso de edificios de altura en los que se requiere un sistema de elevación que permita un gran número de plantas. Se trata de un sistema de elevación que permite un gran número de plantas.

Este tipo de estructuras se emplea en el caso de edificios de altura en los que se requiere un sistema de elevación que permita un gran número de plantas. Se trata de un sistema de elevación que permite un gran número de plantas.

Este tipo de estructuras se emplea en el caso de edificios de altura en los que se requiere un sistema de elevación que permita un gran número de plantas. Se trata de un sistema de elevación que permite un gran número de plantas.

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1. Presentación del problema

Chile es un país de alta sismicidad. Año a año los edificios y estructuras se ven afectados por sismos de pequeña, mediana o gran intensidad, tanto así, que posee el sismo de mayor severidad y duración del mundo: mayo de 1960 en Valdivia; y otros no tan lejanos, como el de marzo de 1985, ocurrido en la zona central del país y el reciente mega terremoto del 27 de febrero del 2010.

Por otro lado, cada evento telúrico que afecta al país nos deja una enseñanza en el diseño sismorresistente de las edificaciones. Estos terremotos producen diferentes fallas en los elementos estructurales diseñados, lo que implica que los ingenieros civiles busquen nuevas formas de diseñarlos para que a futuro se comporten de manera satisfactoria ante un sismo de gran magnitud.

En Chile antes del sismo del 27 de Febrero del 2010, se utilizaban las disposiciones de la *Nch 433 of.96 Mod 2009 "Diseño sísmico de edificaciones"* (Ref.5), pero debido al daño que presentaron algunas edificaciones fue necesario agregar nuevos antecedentes a la normativa entrando en vigencia el 14 de Febrero del 2011, el reglamento que fija el diseño sísmico de edificios *Decreto Supremo N° 61* (Ref.6), el cual viene a reforzar las recomendaciones de la antigua norma, siendo más rigurosa en la clasificación del tipo de suelo, requisitos de diseño; incorporando un espectro de desplazamiento para el cálculo de las deformaciones sísmicas y modifica la elaboración del espectro de diseño. (Ref.3)

Además, en la normativa de diseño de elementos de hormigón Armado ACI318 – 08 (Ref. 13), se incorpora el nuevo reglamento que fija los requerimientos de diseño y cálculo para el hormigón armado el *Decreto Supremo N° 60* (Ref.12), el que viene a reforzar las exigencias para los muros especiales de hormigón armado y los estándares de diseño y cálculo de elementos de hormigón armado.

Se agrega a lo anterior, que la mayoría de las metodologías y códigos sísmicos de edificaciones, consideran un solo nivel de amenaza sísmica para el cual la edificación no debería colapsar pero no tienen un esquema de verificación del comportamiento ante sismos más frecuentes pero menos severos. Debido a esto, es que en 1995 un grupo de ingenieros en Estados Unidos, elaboran nuevos criterios de diseño basados en el desempeño que pueda presentar una estructura, proponiendo evaluar el comportamiento de un edificio ante cuatro escenarios sísmicos diferentes, asociándole a cada uno, un nivel de daño.

El presente trabajo diseña un edificio según la normativa chilena vigente. Se compara con otro diseño en base a las recomendaciones del documento *Vision 2000* (Ref.4), que se basa en la filosofía del diseño por desempeño. Por último, a través de un análisis no lineal se compara ambos diseños evaluando la capacidad de deformación, ductilidad y demanda de esfuerzos internos en los muros.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Diseñar un edificio con muros de hormigón armado con la normativa chilena, comparándolo con el diseño resultante de seguir las recomendaciones de Vision 2000 (Ref.4).

Proponer una metodología de diseño en base a las disposiciones del documento Vision 2000 (Ref.4) para los muros, utilizando las técnicas de diseño por capacidad.

Determinar las respuestas de ambos diseños mediante un análisis no lineal dinámico, tiempo historia, usando registros consistentes con el espectro de diseño.

1.2.2. Objetivo Especifico

Evaluar y comparar las demandas de ductilidad, flexión y corte en los muros, según ambos diseños.

1.3 Metodología

Se compara el diseño sismorresistente de una estructura con muros, vigas y losas de hormigón armado. Se modela la estructura y se diseña sus elementos estructurales según la normativa vigente (ACI318 y Decreto Supremo N° 60), complementando el análisis con un diseño sísmico de acuerdo a las disposiciones de la NCh433 of 96 Mod. 2009 y decreto supremo N° 61.

Luego se rediseñan los elementos estructurales del edificio, utilizando las recomendaciones expuestas en el documento Vision 2000 (Ref.4), tomando como partida las deformaciones máximas permitidas y establecidas en su diseño (Ver Tabla 2.4), para así, rediseñar los elementos del edificio tomando en consideración sólo las disposiciones de Vision 2000 (Ref.4). Se propone una metodología de diseño en base a las técnicas de diseño por capacidad para el diseño de los muros de la estructura, junto con las propuestas para calificar el desempeño presentado por el Comité Visión 2000, SEAOC. (Ref. 4).

Finalmente, obtenidos los dos diseños se efectúa un análisis no lineal dinámico tiempo historia con el programa de análisis no lineal Ruaumoko (Ref.20). Se utiliza para este procedimiento registros representativos de la zona de emplazamiento del edificio.

1.4. Alcances

Este trabajo se organizará en capítulos, cuyos nombres y líneas generales se presentan a continuación:

CAPITULO I: INTRODUCCION

Este primer capítulo está orientado al planteamiento del problema.

CAPITULO II: ANTECEDENTES TEORICOS

Se realiza una breve descripción de los antecedentes usados para realizar este trabajo: NCh433.of96 Mod 2009, Decreto Supremo N° 61 y Decreto Supremo N° 60. Además, se describe la propuesta del comité Visión 2000.

CAPITULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SEGÚN NORMATIVA CHILENA VIGENTE

Se describen las características estructurales y geométricas del edificio en estudio, así como también sus materiales y los parámetros con los cuales se diseña. Además, se efectúa el análisis sísmico, evaluando los parámetros más relevantes de la normativa y finalmente se muestra el diseño de los elementos de hormigón armado.

CAPITULO IV: DISEÑO DEL EDIFICIO SEGÚN VISION 2000

Se describe el objetivo de desempeño adoptado para este trabajo y la metodología propuesta para el análisis y diseño de los muros del edificio, basado en las disposiciones y recomendaciones del documento Vision 2000.

**CAPITULO V: ANALISIS NO LINEAL
PRESENTACION Y EVALUACION DE RESULTADOS**

En este capítulo se estudia la respuesta de los muros a través de la comparación de sus capacidades de deformación, demanda de ductilidad y esfuerzos.

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Se presentan las conclusiones de este trabajo comentando las ventajas y desventajas de cada metodología.

CAPITULO II

ANTECEDENTES TEORICOS

2.1. Norma chilena 433.of 96 Mod 2009

2.1.1. Principios e Hipótesis Nch 433.of96 Mod 2009

La filosofía de diseño de esta norma, e inclusive la de la mayoría de los países sísmicos del mundo, establece por un lado, que los edificios resistan sin daños, movimientos sísmicos de intensidad moderada, es decir eventos que ocurren frecuentemente en relación a la vida útil de un edificio. Por otra parte, ante un sismo de gran magnitud que se pueda esperar excepcionalmente en un lugar, las estructuras pueden sufrir daños, pero no el colapso. Para el caso de sismos de mediana intensidad la normativa señala que los daños se limiten a elementos no estructurales.

Esta filosofía de diseño se justifica por la baja probabilidad de ocurrencia de sismos de gran severidad y el elevado costo que significa diseñar una estructura para resistir tales eventos sin que se produzca daño.

2.1.2. Consideraciones de Diseño Nch 433.of96 Mod 2009

Dentro de las consideraciones más importantes se puede destacar las limitaciones de deformación sísmica expresadas en el párrafo 5.9.2 de esta norma, donde se limita la deformación relativa de pisos consecutivos al resultado de la multiplicación de la altura entre piso por 0,002.

Otro aspecto importante es la cantidad de modos de vibrar que se deben incluir en el análisis modal espectral, la norma en su artículo 6.3.3, exige incluir un número de modos tal que, la suma de las masas equivalentes en cada dirección de análisis sísmico, sea mayor o igual al 90% de la masa total de la estructura.

Otra disposición de importancia es referente al esfuerzo de corte basal, la norma limita a un corte mínimo y máximo, donde se tendrá que amplificar el corte de diseño en caso de no cumplir con esto, por un factor de manera de cumplir este requerimiento. De esta forma se puede encontrar un factor R equivalente que reduce el espectro de diseño.

Otra disposición que se puede señalar, es referente a la masa sísmica de la estructura; la norma señala en su artículo 5.5.1, que en el cálculo de la masa sísmica, se debe considerar las cargas permanentes más un porcentaje de las sobrecarga de uso, un 25% para construcciones donde no es usual la aglomeración y un 50% en construcciones en que es usual la aglomeración.

2.1.3. Análisis Dinámico

La NCh 433. Of 96 Mod 2009, (Ref.5) establece dos métodos de análisis. Un método de análisis estático y un método de análisis modal espectral. El primero sólo puede usarse en el análisis sísmico de estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 [m]. Para estructuras de 6 a 15 pisos también es factible la aplicación del método; sin embargo, se deben cumplir ciertas condiciones que se establecen en el artículo 6.2.1 de la norma. En cambio el segundo método, sólo se debe cumplir una sola condición; es que las estructuras presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden del 5% del amortiguamiento crítico.

2.1.4. Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral es un método que permite estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo sólo de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones para cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio de espectros de respuesta para diversos sismos. Luego se combinan estos valores máximos, mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos; otro método es el de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas.

2.1.5. Espectro de Diseño, Decreto Supremo N° 61

El Decreto Supremo N° 61, establece que para el análisis modal espectral se debe utilizar un espectro de diseño que viene dado por:

$$S_a = \frac{S \times A_0 \times \alpha}{(R^* / I)} \quad \text{Ec. (2.1)}$$

Donde:

S_a : Aceleración espectral de diseño.

S: Parámetro relativo al tipo de suelo de fundación. (Tabla 12.3 del D.S.N°61).

A_0 : Aceleración efectiva máxima. (Tabla 6.2 de la Nch433).

I: Coeficiente relativo a la importancia y uso del edificio. (Tabla 6.1 de la Nch433).

α : Factor de amplificación.

R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral, en cada dirección de análisis.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 \times T_0 + (T^* / R_0)} \quad \text{Ec. (2.2)}$$

Donde:

T^* : Es el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

R_o : Factor de reducción de la respuesta estructural, que considera la ductilidad del material y la estructuración del edificio (Tabla 5.1 de la Nch433).

T_o : Parámetro que depende del tipo de suelo (Tabla 12.3 del Decreto Supremo N°61).

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \times (T_n/T_o)^p}{1 + (T_n/T_o)^3} \quad \text{Ec. (2.3)}$$

Donde:

T_n : Período de vibración del modo n

p: Parámetro que depende del tipo de suelo. (Tabla 12.3 del Decreto Supremo N°61).

2.1.6. Espectro elástico de Desplazamiento, Decreto Supremo N°61

El Decreto Supremo N°61, establece que para el diseño de estructuras de hormigón armado el desplazamiento lateral de diseño del techo, δ_u , debe ser calculado mediante la siguiente expresión:

$$\delta_u = 1,3 \times S_{de}(T_{ag}) \quad \text{Ec. (2.4)}$$

Donde:

T_{ag} : Período agrietado de mayor masa traslacional en la dirección del análisis igual a $1,5 \times T^*$.

S_{de} : Espectro elástico de desplazamiento. (Art.13 Decreto Supremo N°61)

El espectro elástico de desplazamiento requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño del techo viene dado por:

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2 \times \alpha \times A_o \times C_d^*}{4\pi^2} \quad \text{Ec. (2.5)}$$

Donde:

α : Factor de amplificación.

A_o : Aceleración efectiva máxima. (Tabla 6.2 de la Nch433).

C_d^* : Factor de amplificación de desplazamiento elástico. (Art. 13.1 Decreto Supremo N°61).

2.2. Decreto Supremo N° 60

El Decreto Supremo N°60, nace por la necesidad de mejorar los estándares de diseño y cálculo de elementos de hormigón armado, los cuales en el sismo del 27 de Febrero de 2010, sufrieron grandes daños, en especial los muros de los pisos inferiores o primeros subterráneos, presentando las siguientes fallas:

- 1).- Fractura de la armadura longitudinal (Pandeo).
- 2).- Desaplome.
- 3).- Aplastamiento del hormigón.

Este decreto viene a mejorar el diseño de los muros dando énfasis al espesor de los muros, refuerzo transversal y refuerzo de borde.

2.2.1 Consideraciones de diseño, Decreto Supremo N°60

Dentro de las consideraciones más importantes está la limitación del espesor mínimo de los muros expresados en el artículo 21.9.1.1, en donde se señala que la dimensión transversal del muro debe ser mayor o igual a un dieciseisavo de la longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión. Esta limitación existe para evitar la concentración del refuerzo vertical de borde.

Otro aspecto importante, es la restricción al pandeo de las barras longitudinales de borde, en el artículo 21.9.6.5, que limita la separación vertical de la armadura transversal de confinamiento a no más de seis veces el diámetro de la armadura que restringe. Esta tiene como finalidad retardar el pandeo, porque si la barra se patea, destruye el hormigón que lo rodea, provocando los daños ya mencionados.

Otra disposición importante es referente al cálculo de la demanda de deformación sobre el muro expresada en el artículo 21.9.5.4, donde se señala que la demanda de curvatura en la zona crítica de todo muro, debe ser calculada usando el desplazamiento de diseño δ_u sobre el edificio, obtenido según el Decreto Supremo N°61, para así, comparar esta demanda, con la capacidad de deformación del muro, utilizando para ello, su diagrama momento – curvatura confeccionado con su carga axial de diseño P_u , donde se obtendrá su curvatura última, y se podrá concluir si es necesario confinar el muro.

Otro punto importante es lo que expresa el artículo 21.9.6.4, en donde se señala el cálculo de la distancia horizontal que se debe extender el elemento de borde (Longitud de borde).

2.3. SEAOC Vision 2000

2.3.1. Introducción

Los objetivos básicos de diseño sismorresistente son el de evitar colapsos de estructuras durante sismos de gran magnitud que se presentan durante la vida útil de estas estructuras y que además estas no presenten daños de consideración durante sismos moderados, es decir aquellos que son frecuentes en la mencionada vida útil. Sin embargo, el comportamiento observado de estructuras durante sismos de distintas características en diversas partes del mundo sugiere que estos objetivos no se han alcanzado de manera satisfactoria. En particular, es relevante mencionar los daños importantes en estructuras de hormigón armado que se han observado en sismos moderados y que no corresponden al sismo de diseño del lugar, y que sin embargo han llevado a daños en sus elementos estructurales, de tal magnitud, que impidieron el uso de la edificación un tiempo considerable, hasta que se llevaron a cabo las reparaciones o reforzamientos necesarios.

El mal desempeño sísmico de estructuras sismorresistente modernas durante eventos sísmicos recientes, ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico era menor a lo que se esperaba, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico. Es así que, como parte de este replanteamiento, la comunidad internacional de ingeniería estructural ha resaltado la importancia de complementar la fase numérica del diseño sísmico actual con una fase conceptual y de implementación basadas en la respuesta esperada de las estructuras. La filosofía de diseño basada por desempeño se ha constituido dentro de este contexto como la alternativa más viable para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico, que den lugar a estructuras que satisfagan las cada vez más complejas necesidades de las sociedades modernas. Los avances logrados hasta el momento han permitido plantear requerimientos de diseño sísmico basado en esta filosofía y sugieren que la siguiente generación de códigos estará basada en ella.

Una muestra de ello es el documento publicado por la "Sociedad de Ingeniería Estructural de California" (SEAOC), Vision 2000 (Ref.4), el cual define claramente los objetivos de desempeño, para lo cual relaciona los niveles de daños en las estructuras con los niveles esperados de movimientos sísmicos.

2.3.2 Metodología de Diseño, Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995)

La Sociedad de Ingeniería Estructural de California (SEAOC), ha propuesto un proceso global de diseño sismorresistente basado en el desempeño de las estructuras. El formato de diseño por desempeño propuesto por el Comité Visión 2000 (Ref.4), se plantea en tres fases: fase conceptual, fase numérica y fase de implementación.

Fase Conceptual: Esta fase debe enfocarse a la concepción de una solución estructural y no estructural al problema de diseño planteado. El primer paso de esta fase consiste en el planteamiento de los objetivos de diseño. Una vez establecidos estos objetivos, que deben reflejar de una manera clara las expectativas que surgen de la construcción de la obra, es necesario definir de acuerdo con la sismicidad del sitio, si este sitio es adecuado para la obra proyectada. Entonces, de acuerdo con los objetivos de diseño y con las características de los movimientos sísmicos esperados, el ingeniero debe plantear el diseño conceptual. Durante el

diseño conceptual, se deben establecer la configuración global de la construcción, la configuración estructural, los sistemas y materiales estructurales, el sistema de cimentación y el tipo de elementos no estructurales. Como parte del diseño conceptual, el ingeniero debe ser capaz de proponer un planteamiento estructural, técnica y económicamente adecuado, y contemplar, de acuerdo con su experiencia, intuición, y una representación numérica de las excitaciones sísmicas de diseño, el comportamiento global de la estructura ante dichas excitaciones.

Fase Numérica: La conclusión de la fase conceptual da paso a la fase numérica, que está constituida por dos etapas: diseño preliminar y diseño final; que involucran el dimensionado y detallado de los sistemas estructurales y no estructurales. La metodología de diseño utilizada por el ingeniero debe ser capaz de plantear numéricamente un diseño eficiente que refleje adecuadamente el planteamiento conceptual y práctico, para hacer posible su aplicación en obra.

Implementación: El proceso global de diseño sismorresistente no termina al finalizar el dimensionado y detallado de los sistemas estructurales y no estructurales, sino que es necesario plantear una fase de implementación del diseño, en la cual debe garantizarse la calidad del diseño mediante una revisión detallada e independiente. Además, el diseño por desempeño no puede ser exitoso sin un control de calidad adecuado durante la construcción de la estructura, y sin una supervisión adecuada y continua del mantenimiento, ocupación y función de la misma.

2.3.3 Disposiciones Generales, Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995)

El Comité Visión 2000 (Ref.4) describe el concepto de diseño por desempeño como *"la selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados (Fase Conceptual); el dimensionado y detallado de una estructura, así como de sus elementos no estructurales y contenido (Fase Numérica); y la garantía del control de la calidad durante la construcción y del mantenimiento a largo plazo (Implementación), de manera que a niveles especificados de movimiento sísmico y, con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite de daño u otros estados de utilidad"*. (Ref. 4).

De la definición anterior, es posible concluir que la estructura debe satisfacer ciertos objetivos de diseño, para diferentes niveles de movimiento sísmico. Al respecto, el Comité Visión 2000 (Ref.4) establece que *"el diseño por desempeño busca controlar los niveles de daño, que un edificio puede sufrir, cuando se enfrenta a los movimientos sísmicos que pudieren ocurrir en el sitio donde se ubica. Para la aplicación práctica de este enfoque, es necesario escoger una serie de eventos sísmicos discretos de estos movimientos. Estos eventos sísmicos discretos se definen como niveles sísmicos de diseño. Aunque son útiles para propósitos de diseño, el edificio puede verse sujeto o no, al sismo exacto que represente un nivel sísmico de diseño particular"*. (Ref. 4)

Bajo el concepto de diseño por desempeño, la aceptación de diferentes niveles de daño se determina con base en la frecuencia con que este daño pueda presentarse, y a las expectativas que la sociedad tenga del comportamiento de la estructura. Para permitir el diseño de una estructura sismorresistente, es necesario definir los estados límite de daño asociados a los diferentes niveles sísmicos de diseño. Estos estados límite de daño son, estrictamente hablando, independientes de la intensidad de los movimientos sísmicos. El Comité Visión 2000 (Ref.4) da la siguiente definición: *"Un estado límite de daño es una expresión del máximo daño permisible en una estructura, dado un nivel sísmico de diseño. El estado de los elementos estructurales, elementos no estructurales y el contenido debe considerarse en la definición de los estados límite de daño. Los estados límite de daño deben expresarse en términos cualitativos, que tengan significado para el público en general, y en términos técnicos, útiles para el diseño y la evaluación ingenieril"*. (Ref. 4)

El conjunto de los estados límite de daño, para todos los niveles sísmicos de diseño relevantes, constituyen los objetivos de diseño. Los objetivos de diseño son una expresión del tipo de comportamiento deseado para un edificio de acuerdo con su ocupación, la importancia de sus funciones, y la importancia como recurso cultural o histórico.

2.3.4 Propuesta del Comité Vision 2000

El planteamiento del comité Vision 2000 (Ref.4) considera cuatro criterios de desempeño o estados límite de acuerdo al nivel aceptable de daño, que a su vez se define en función de la importancia, las necesidades de operación y la seguridad de los ocupantes de la estructura:

Nivel de Servicio: El edificio ha sufrido un mínimo de daño o ningún daño en sus elementos estructurales y no estructurales y se encuentra apto para la normal ocupación y uso. En general no se requieren reparaciones.

Nivel Operacional: Los daños en los elementos estructurales son muy limitados, aunque los elementos no estructurales presentan daños leves y pueden no funcionar. No se presentan pérdidas de vida humanas y la estructura funciona con normalidad. En general, se requieren reparaciones menores.

Nivel de Daño controlado: Se presentan daños moderados en elementos estructurales y no estructurales. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior. Sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a una falla de los elementos estructurales es muy bajo. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

Nivel Ultimo: Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido el sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Interrupción de servicios y vías de escape. Hay un alto riesgo que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

Nivel de Colapso: El sistema estructural ha colapsado totalmente, fallas estructurales graves en todos sus elementos, inclusive pérdidas de vida humana.

La tabla 2.1., resume algunas de las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daños.

Tabla 2.1. Estados de daño y niveles de desempeño (SEAO, 1995)

Fuente: SEAO Vision 2000, comité 1995

| Estado de Daño | Nivel de Desempeño | Características Principales |
|----------------|--------------------|--|
| Despreciable | Servicio | Daño Estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continuan prestando sus servicios y funciones despues del sismo |
| Ligero | operacional | Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continuan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperacion |
| Moderado | Daño Controlado | Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes algunos elementos no estructurales pueden dañarse |
| Severo | Ultimo | Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida. |
| completo | colapso | Colapso estructural |

El comité Vision 2000 (SEAO, 1995) define cuatro niveles de amenaza sísmica. La tabla 2.2. reproduce los correspondientes cuatro niveles de movimiento sísmico que se designan con los siguientes calificadores:

Tabla 2.2. Niveles de movimiento sísmico (SEAO, 1995)

Fuente: SEAO Visión 2000, comité 1995

| Nivel del Movimiento sísmico | Período de retorno T (años) | Probabilidad de excedencia |
|------------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| Frecuente | 43 | 50% en 30 años |
| Ocasional | 72 | 50% en 50 años |
| Raro | 475 | 10% en 50 años |
| Muy Raro | 970 | 10% en 100 años |

El desempeño esperado de las edificaciones establece los requerimientos mínimos sobre el desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza. La tabla 2.3. reproduce los niveles recomendados de desempeños esperados para edificaciones, conforme a su clasificación de acuerdo al uso y ocupación en instalaciones de seguridad crítica, instalaciones esenciales/riesgosas e instalaciones básicas.

Tabla 2.3. Niveles recomendados de desempeño esperado (SEAO, 1995)

Fuente: SEAO Visión 2000, comité 1995

| 1...Instalaciones Básicas 2.. Instalaciones Esenciales/Riesgosas 3...Instalaciones de Seguridad Crítica 0...Desempeño inaceptable | Nivel de Desempeño Sísmico | | | |
|--|----------------------------|-------------|-----------------|--------|
| | Servicio | Operacional | Daño controlado | Ultimo |
| Sismo Frecuente (T = 43 años) | 1 | 0 | 0 | 0 |
| Sismo Ocasional (T = 72 años) | 2 | 1 | 0 | 0 |
| Sismo Raro (T = 475 años) | 3 | 2 | 1 | 0 |
| Sismo Muy Raro (T = 970 años) | - | 3 | 2 | 1 |

En la tabla 2.4. se indican los valores máximos de la deformación relativa de piso, recomendados por el comité Visión 2000 (Ref.4), en función del desempeño esperado de la estructura.

Tabla 2.4. Deformación relativa de pisos máximas (SEAOC, 1995)
Fuente: SEAOC Vision 2000, comité 1995

| Nivel Desempeño | Deformación máxima Relativa entre piso |
|------------------------|---|
| Servicio | 0.002 |
| Operacional | 0.005 |
| Daño Controlado | 0.015 |
| Ultimo | 0.025 |
| Colapso | > 0.025 |

CAPITULO III

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SEGÚN NORMATIVA CHILENA VIGENTE

3.1. Estructura Analizada

3.1.1 Introducción

La presente sección tiene por objetivo describir las principales características estructurales del edificio a estudiar, para así posteriormente realizar el análisis comparativo que se desea llevar a cabo.

Se estudia un edificio de hormigón armado, el cual se estructura con muros y vigas. El edificio posee como característica una distribución de los elementos estructurales común en planta y niveles superiores además de ser simétrico.

Este tipo de estructuración en base a muros de hormigón armado, es capaz de resistir la acción sísmica y gravitacional debido a que estos elementos están ubicados en ambos ejes del edificio dando una adecuada resistencia.

El edificio consta de 12 pisos y como los muros y vigas controlan deformaciones, se obtiene una edificación rígida. Esta es una estructuración habitual de los edificios habitacionales chilenos.

3.1.2. Parámetros Normativos

Los parámetros sísmicos del edificio, de acuerdo a las disposiciones que entrega la Norma Chilena Nch433.Of96 Mod 2009 (Ref. 5) y Decreto Supremo N°61 (Ref. 6), se muestran a continuación. Es importante notar que todos los resultados de este trabajo están asociados a los parámetros definidos a continuación:

| | |
|--|-----------------------------|
| <i>Coefficiente de Importancia (I)</i> | : 1,0 |
| <i>Tipo de Suelo</i> | : D |
| <i>Zonificación Sísmica</i> | : III |
| <i>Sistema Estructural</i> | : Hormigón Armado |
| | R = 7 y R _o = 11 |

3.1.3 Materiales

El Hormigón del edificio es H30 (95%), teniendo las siguientes propiedades:

| | |
|---|---|
| <i>Resistencia cilíndrica a la compresión</i> | : $f_c = 250 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ |
| <i>Módulo de Elasticidad</i> | : $E_c = 15100 \times (f_c)^{0,5} = 238751,96 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ |
| <i>Peso Específico</i> | : $\gamma_c = 2,5 \text{ (Tonf/m}^3\text{)}$ |

El acero de refuerzo a utilizar es A630 – 420H, y posee las siguientes características:

Tensión de Fluencia : $f_y = 4200 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Módulo de Elasticidad : $E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Peso Específico : $\gamma_s = 7,85 \text{ (Tonf/m}^3\text{)}$

3.1.4. Estructuración General

Esta sección tiene por objetivo caracterizar al edificio de muros de acuerdo a sus dimensiones generales, disposición de elementos estructurales, y otros parámetros característicos.

En primer lugar se muestra la planta del piso tipo del edificio, lo que permite visualizar la distribución de los muros en ambas direcciones y la disposición de las vigas.

La Figura 3.1 muestra la planta del piso tipo, donde los muros se muestran en color azul, y las vigas en rojo.

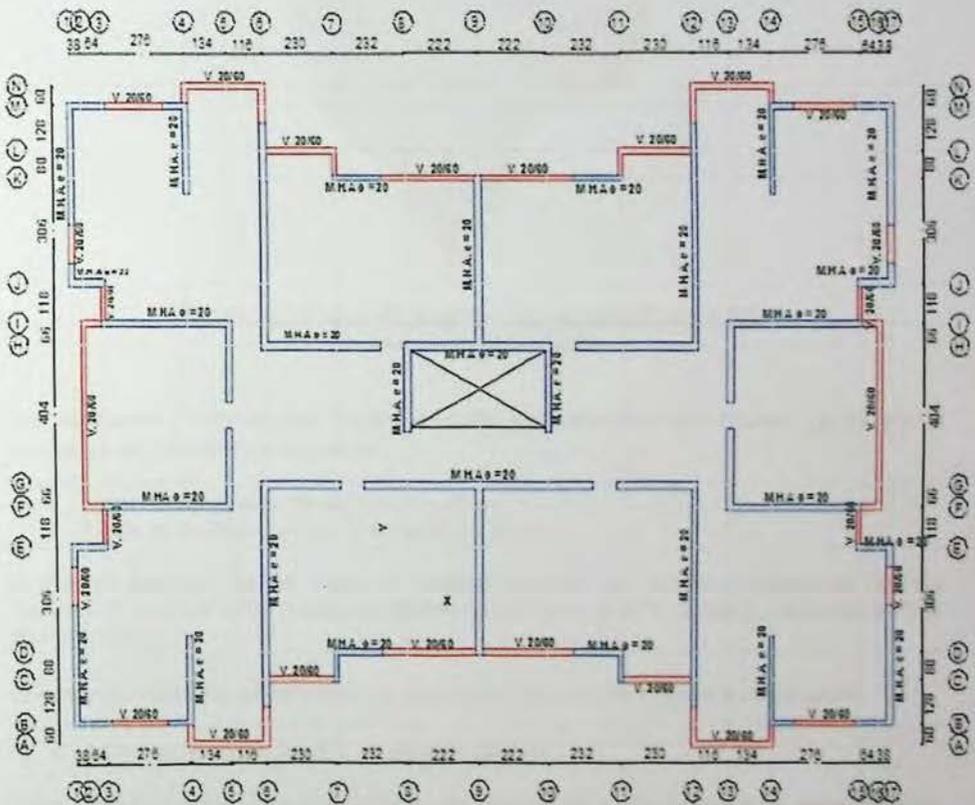


Figura 3.1. Planta Piso Tipo del Edificio
Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la Figura 3.1. la planta del edificio de muros es relativamente simétrica, y sin variaciones en altura.

Para el presente trabajo de título, se cuenta con el modelo estructural del edificio en el programa ETABS v.9.7 (Ref.21). A modo de ejemplo, se muestra en la Figura 3.2 dicho modelo realizado para el edificio.



Figura 3.2. Modelo de análisis en programa Etabs v.9.7.
Fuente: Elaboración Propia

Los espesores y dimensiones preliminares de los elementos se obtienen de la planta arquitectónica, resultando lo siguiente:

- Vigas Rectangulares de sección 20 x 60 cm
- Losas en todos los niveles de espesor de 15 cm.

El espesor preliminar de los muros, se realiza mediante las recomendaciones del Decreto Supremo N°60 el cual limita el espesor mínimo de los muros a $L_u/16$, donde L_u , es la altura entre piso del edificio.

Con esta consideración se determina los espesores, tal como se muestra a continuación.

- Muros de hormigón Armado espesor de 20 (cm)

Cabe mencionar que la dimensión de los muros, deberá ser evaluada según los requerimientos de diseño. Esto es, deben satisfacer la demanda de corte, flexión y de deformación a la cual van a ser sometidos, pudiendo en la etapa de diseño, aumentar el espesor, para satisfacer estos requerimientos.

3.2. Análisis Modal Espectral

3.2.1. Introducción

En esta sección se presentan los resultados obtenidos del análisis sísmico, con el programa ETABS v.9.7 (Ref.21). Este análisis sísmico se efectuó de acuerdo a las disposiciones que establece la Norma Chilena Nch433.of96 Mod 2009 "Diseño Sísmico de Edificios" (Ref. 5), y Decreto Supremo N°61 "Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios" (Ref.6), utilizando como método de análisis el Método Modal Espectral.

Los resultados del análisis se hacen en términos de deformaciones, desplazamientos y cortes por piso.

3.2.2. Estados de Carga

Se establecen las cargas permanentes y sobrecargas de uso (SC) a las cuales está sometida la estructura. El peso propio de la estructura es calculado directamente por el programa, por lo que la carga muerta (CM) ingresada corresponde a las terminaciones de las losas. Dichos estados de carga se describen en la Tabla 3.1., y provienen de las disposiciones de la Nch1537Of.86 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso. (Ref. 15).

Tabla 3.1. Cargas por piso

Fuente: Elaboración propia

| Pisos | Carga Muerta | Carga Viva | |
|---------|----------------------|----------------------|----------------------------|
| | (Kg/m ²) | (Kg/m ²) | balcon(Kg/m ²) |
| 1 al 12 | 120 | 200 | 250 |

A continuación se definen las combinaciones de carga con las cuales se realizará el diseño sismorresistente del edificio, las cuales provienen de la norma chilena NCh3171Of.2010 (Ref. 16).

1. $1,2PP + 1,6SC$
2. $1,2PP + 1,0SC$
3. $1,2PP \pm 1,4Sx + 1,0SC$
4. $1,2PP \pm 1,4Sy + 1,0SC$
5. $0,9PP \pm 1,4Sx$
6. $0,9PP \pm 1,4Sy$

Donde:

PP: Cargas permanentes.

SC: Sobrecarga de uso.

Sx: Sismo reducido en dirección X.

Sy: Sismo reducido en dirección Y.

3.2.3. Resultados del Análisis Dinámico

A continuación se presentan los modos de vibrar con sus respectivos períodos y masas equivalentes. Estos resultados se obtienen luego de realizar el análisis dinámico al edificio y se muestran en la tabla 3.2.

Tabla 3.2. Períodos y masas equivalentes
Fuente: Elaboración Propia

| Modo | Período (seg.) | Masa X (%) | Masa Y (%) | Masa Rot. (%) | Dirección |
|------|----------------|------------|------------|---------------|-----------|
| 1 | 0,647398 | 6,9453 | 0,0005 | 59,912 | Rot. |
| 2 | 0,616989 | 60,1511 | 0,0004 | 6,9892 | X |
| 3 | 0,557592 | 0,0002 | 65,8311 | 0,0007 | Y |

Para el edificio se tiene que el primer modo de vibrar de la estructura es rotacional, el segundo modo es traslacional en X, y que el tercer modo es traslacional en Y (la dirección más corta del edificio). Es importante notar que el edificio no presenta modos acoplados y que los períodos correspondientes a los modos traslacionales son bajos, lo cual es consistente ya que el edificio al tener una altura de 30,24 m (12 pisos) tiene muy poca flexibilidad.

La norma de diseño sísmico exige incluir un número de modos tal que, se cumpla lo mencionado en el capítulo 2.1.2. , referido a la cantidad de modos participantes en el análisis. Esto se logró con pocos modos del edificio, y se muestra en la tabla 3.3.

Tabla 3.3. Suma Porcentual masas equivalentes
Fuente: Elaboración Propia

| Modo | SumUX (%) | SumUY (%) | SumRZ (%) |
|------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 6,9453 | 0,0005 | 59,912 |
| 2 | 67,0964 | 0,0008 | 66,9012 |
| 3 | 67,0965 | 65,8319 | 66,9019 |
| 4 | 68,2816 | 65,8323 | 84,7007 |
| 5 | 86,2854 | 65,8323 | 85,8456 |
| 6 | 86,2855 | 86,3784 | 85,8459 |
| 7 | 86,9404 | 86,3787 | 91,6368 |
| 8 | 92,6904 | 86,3787 | 92,275 |
| 9 | 92,6904 | 92,9223 | 92,2752 |

3.2.4. Espectro de Diseño

La resistencia sísmica del edificio es determinada por el espectro de diseño. Este es función del período de vibrar del modo, T_n , y de parámetros del tipo de suelo donde se encuentra la estructura. Su formulación se presentó en la ecuación 2.1.

El espectro de diseño depende de la variable R^* . Esta variable refleja las características de disipación de energía y no linealidad de la estructura. Se define como el factor de reducción de la aceleración espectral, y se determina según la ecuación 2.2 presentada en el capítulo 2.

En la tabla 3.4., se muestran los valores de este factor de reducción para el edificio, en ambas direcciones de análisis.

Tabla 3.4. Factor de Reducción
Fuente: Elaboración Propia

| R_x^* | R_y^* |
|---------|---------|
| 5,71 | 5,44 |

Como consecuencia de lo anterior, las figuras 3.3., y 3.4., presentan lo espectros de diseños para la situación en estudio.

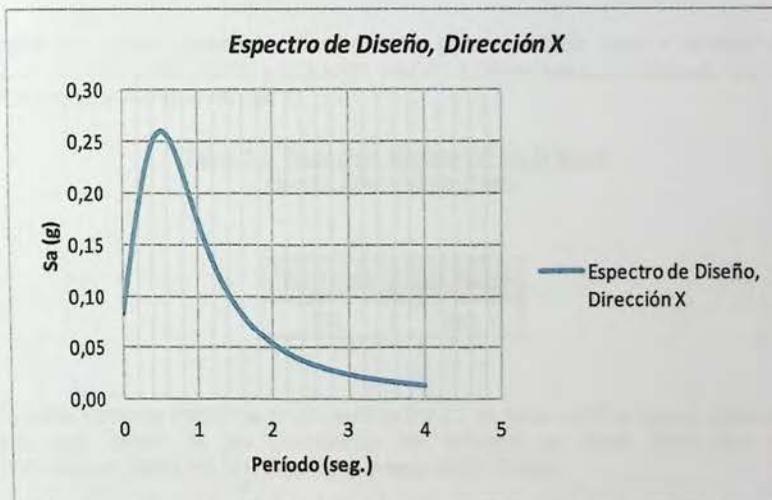


Figura 3.3. Espectro de Diseño, Dirección eje x
Fuente: Elaboración Propia

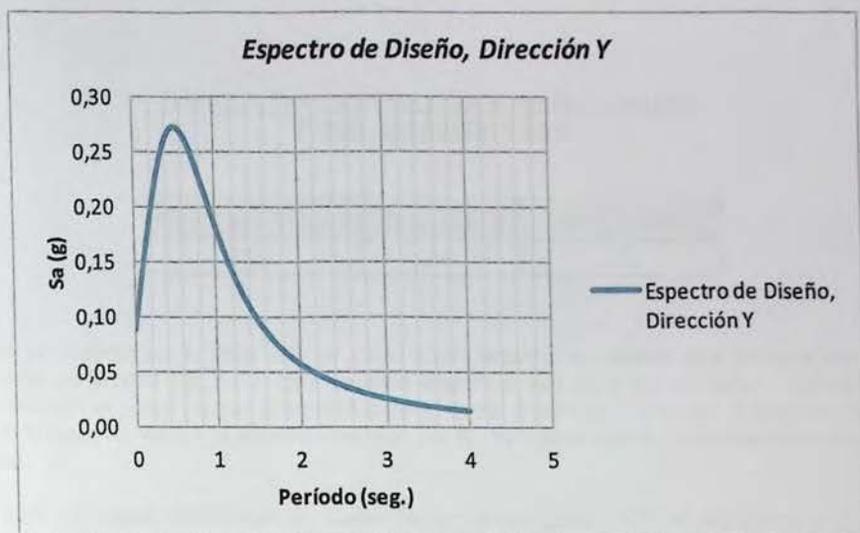


Figura 3.4. Espectro de Diseño, Dirección eje y
Fuente: Elaboración Propia

3.2.5. Reacciones a Nivel Basal

En la tabla 3.5., puede apreciarse el corte basal para el edificio dado el análisis según la Nch433. Of.96. Mod 2009 (Ref.5) y D.S.N°61 (Ref.6). El corte basal corresponde a la reacción horizontal debido al sismo en el piso 1.

Tabla 3.5. Reacción Horizontal en la base
Fuente: Elaboración Propia

| Q_x (Ton.) | Q_y (Ton.) |
|--------------|--------------|
| 832 | 890 |

Por otra parte, como se menciona en el capítulo 2.1.2., se debe verificar que el corte de diseño calculado, está dentro de las limitaciones del esfuerzo de corte basal que exige la Nch433.Of.96.Mod 2009 (Ref.5) y Decreto Supremo N°61 (Ref.6).

En la tabla 3.6., se muestra el peso sísmico y el corte basal mínimo y máximo para el edificio, según la normativa mencionada anteriormente.

Tabla 3.6. Peso sísmico y Corte mínimo y máximo

Fuente: Elaboración Propia

| Peso Sísmico (ton.) | $Q_{o\ min}$ (Ton.) | $Q_{o\ max}$ (Ton.) |
|---------------------|---------------------|---------------------|
| 3721 | 298 | 625 |

Como se observa en la tabla 3.6, el corte basal máximo es menor que el corte de diseño calculado en la tabla 3.5, por lo que se debe amplificar ese corte por un factor. Este factor de amplificación se aplica ya que el corte debido al sismo en el primer piso (en ambas direcciones) obtenido luego de reducir el espectro elástico por R^* , es mayor que el corte máximo que exige la norma.

Por tanto, se puede determinar un nuevo factor de reducción, R^{**} , al multiplicar el factor de reducción R^* por el inverso multiplicativo del factor de amplificación FA en cada dirección del análisis. Este factor se muestra en la tabla 3.7.

Tabla 3.7. Valor de R^{}**

Fuente: Elaboración Propia

| R^*_x | R^*_y | Factor x | Factor y | R^{**}_x | R^{**}_y |
|---------|---------|----------|----------|------------|------------|
| 5,71 | 5,44 | 0,75 | 0,70 | 7,60 | 7,75 |

El análisis que se desarrolló en adelante será según la Nch433. Of.96. Mod 2009 (Ref. 5) y Decreto Supremo N°61 (Ref. 6), incluyendo el espectro de diseño para la zona sísmica y tipo de suelo correspondiente, reducido por los valores de reducción en cada dirección de análisis que se muestra en la tabla 3.7.

3.2.6. Corte por Piso

En la figura 3.5 y figura 3.6., se muestran los resultados obtenidos para el corte por piso en el edificio, tanto para el sismo en dirección X como el sismo en dirección Y.



Figura 3.5. Corte por piso, Dirección X
Fuente: Elaboración Propia

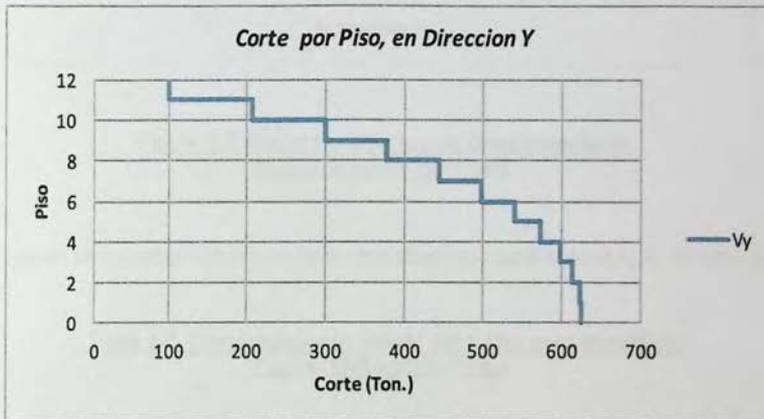


Figura 3.6. Corte por piso, Dirección Y
Fuente: Elaboración Propia

En la figura 3.5 y figura 3.6., se observa que los valores de los cortes son bastante similares para la dirección X e Y.

Para el caso del sismo en ambas direcciones, se observa que el corte aumenta a medida que se disminuye hacia la base del edificio, no se aprecian irregularidades, ni aumento de corte en altura.

3.2.7. Desplazamiento Lateral de Diseño en el Techo, δ_u .

En esta sección se pretende mostrar los desplazamientos esperados en el techo del edificio, para la zona y tipo de suelo considerado.

El desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_u , se calcula con la ecuación 2.4 del presente trabajo, utilizando el periodo agrietado y el espectro elástico de desplazamiento.

El espectro elástico de desplazamiento se calculó según lo mencionado en el capítulo 2.1.6, como lo muestra la figura 3.7.

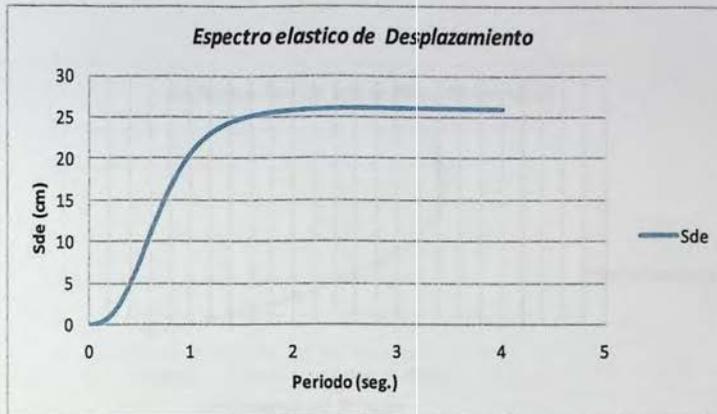


Figura 3.7. Espectro elástico de Desplazamiento
Fuente: Elaboración Propia

A continuación se muestran los desplazamientos obtenidos para el edificio en la tabla 3.8.

Tabla 3.8. Desplazamiento lateral del techo para el edificio
Fuente: Elaboración Propia

| T_x (seg.) | T_y (seg.) | $T_{ag}(x)$ | $T_{ag}(y)$ | $\delta_u(x)$ (cm) | $\delta_u(y)$ (cm) |
|--------------|--------------|-------------|-------------|--------------------|--------------------|
| 0,6169 | 0,5575 | 0,925 | 0,836 | 19,37 | 17,38 |

De la tabla 3.8., se observan que los desplazamientos del techo en ambas direcciones alcanzan valores bastantes similares.

3.2.8. Deformaciones entre Piso

Esta sección tiene por objetivo verificar la deformación sísmica máxima, que establece la Nch433.Of.96 Mod 2009 (Ref. 5), comprobando lo mencionado en el capítulo 2.1.2.

En la figura 3.8 y figura 3.9., se muestran los resultados obtenidos del análisis sísmico realizado.



Figura 3.8. Deformación de entepiso, Dirección X
Fuente: Elaboración Propia



Figura 3.9. Deformación de entepiso, Dirección Y
Fuente: Elaboración Propia

De estas figuras, se verifica que se cumple holgadamente con la exigencia de la Nch433.Of.96 Mod 2009 (Ref. 5), ya que los valores se encuentran bastante alejados del límite 0,002. De igual manera, es importante observar que para el edificio, las deformaciones resultan ser mayores para la dirección X.

3.3. Diseño del Edificio

3.3.1. Introducción

En esta sección se muestra el procedimiento desarrollado en el cálculo de las armaduras de los elementos estructurales del edificio, los cuales cumplen con condiciones de resistencia, rigidez y ductilidad. El diseño del edificio en hormigón armado, satisface los requerimientos establecidos en las siguientes normas:

ACI318 – 08: "Requisitos de Reglamento para concreto estructural y comentario." (Ref. 13).

Decreto Supremo N°60, Reglamento que fija los requerimientos de diseño y cálculo para el hormigón armado. (Ref. 12).

El método de diseño utilizado para los elementos de hormigón armado, es el diseño a la rotura.

Este trabajo no contempla el diseño de losas, ya que se considera que tienen un comportamiento como diafragma rígido, por lo que sus capacidades no son relevantes para el análisis que se pretende hacer en los próximos capítulos.

3.3.2. Análisis de Muros

Los esfuerzos de los muros se obtienen del análisis con el programa Etabs V.9.7 (Ref.21). Estos esfuerzos provienen de las diez combinaciones de cargas ingresadas de las cuales generalmente controlan el diseño la combinación 3 y 4 ó la combinación 5 y 6 (Definidas en la sección 3.2.2. del presente trabajo) para la cual puede producirse tracción en el muro.

En la figura 3.10, se muestra la numeración de los muros en la planta del edificio.

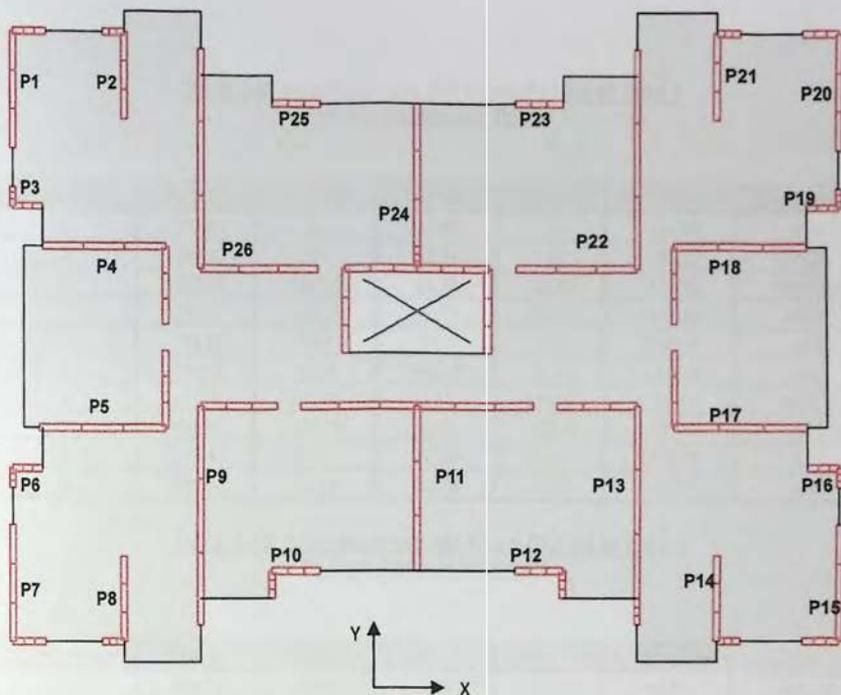


Figura 3.10. Numeración de muros en pisos del edificio
Fuente: Elaboración Propia

3.3.3. Armadura a Flexión

Para determinar la armadura de flexión y de borde de los muros, se utilizarán los diagramas de interacción $M_n - P_n$, en este caso, los diagramas que provienen del programa CSISD (Ref.21), donde se distribuirá una armadura tentativa a cada muro del edificio hasta lograr que las cargas de las combinaciones queden dentro de las curvas de diseño $M - P_{diseño}$ y curva $M_n - P_n$. Estos diagramas de interacción se muestran en el Anexo A.

Un ejemplo de cálculo se muestra a continuación, para los muros P11, P5, P9 y P22 en el piso 1. (Ver figura 3.10)

En primer lugar, en las tablas 3.9, 3.10, 3.11 y 3.12 se presentan las solicitaciones para los muros en la sección crítica de estos.

Tabla 3.9. Solicitaciones del muro P11 en el piso 1

Fuente: Elaboración Propia

| Combinacion | P (Ton) | Vx (Ton) | Vy (Ton) | T (Ton - m) | Mx (Ton - m) | My (Ton - m) |
|-------------|---------|----------|----------|-------------|--------------|--------------|
| 1 | -772,64 | 0 | 13,49 | 0 | -161,01 | -0,3 |
| 2 | -702,33 | 0 | 11,79 | 0 | -140,07 | -0,28 |
| 3 | -702,06 | 128,02 | 11,88 | 123,03 | -137,92 | 2693,04 |
| 3 | -702,6 | -128,03 | 11,71 | -123,02 | -142,23 | -2693,6 |
| 4 | -541,89 | 0,13 | 77,3 | 0,13 | 1198,79 | 2,47 |
| 4 | -862,78 | -0,14 | -53,72 | -0,13 | -1478,94 | -3,03 |
| 5 | -438,6 | 128,02 | 6,81 | 123,03 | -76,73 | 2693,14 |
| 5 | -439,13 | -128,03 | 6,64 | -123,03 | -81,04 | -2693,5 |
| 6 | -278,42 | 0,13 | 72,24 | 0,13 | 1259,98 | 2,57 |
| 6 | -599,31 | -0,14 | -58,78 | -0,13 | -1417,75 | -2,92 |

Tabla 3.10. Solicitaciones del muro P22 en el piso 1

Fuente: Elaboración Propia

| Combinacion | P (Ton) | Vx (Ton) | Vy (Ton) | T (Ton - m) | Mx (Ton - m) | My (Ton - m) |
|-------------|---------|----------|----------|-------------|--------------|--------------|
| 1 | -686,72 | -4,31 | 0,28 | -4,23 | 18,65 | -69,12 |
| 2 | -623,21 | -3,84 | 0,24 | -3,78 | 15,75 | -58,59 |
| 3 | -591,93 | 11,65 | 59,86 | 124,56 | 1091,21 | 868,7 |
| 3 | -654,48 | -19,32 | -59,38 | -132,13 | -1059,71 | -985,87 |
| 4 | -617,02 | 83,7 | 10,87 | 78,35 | 629,05 | 2197,16 |
| 4 | -629,39 | -91,38 | -10,39 | -85,91 | -597,54 | -2314,33 |
| 5 | -356,74 | 13,19 | 59,75 | 126,06 | 1083,64 | 896,52 |
| 5 | -419,29 | -17,78 | -59,49 | -130,62 | -1067,27 | -958,05 |
| 6 | -381,83 | 85,25 | 10,76 | 79,85 | 621,48 | 2224,98 |
| 6 | -394,2 | -89,83 | -10,5 | -84,41 | -605,11 | -2286,51 |

Tabla 3.11. Solicitaciones del muro P5 en el piso 1

Fuente: Elaboración Propia

| Combinacion | P (Ton) | Vx (Ton) | Vy (Ton) | T (Ton - m) | Mx (Ton - m) | My (Ton - m) |
|-------------|---------|----------|----------|-------------|--------------|--------------|
| 1 | -435,01 | 3,89 | 0,9 | 2,23 | -13,24 | -24,05 |
| 2 | -395,36 | 3,47 | 0,79 | 1,97 | -11,59 | -21,17 |
| 3 | -395,36 | 71,51 | 10,83 | 42,92 | 288 | 1071,44 |
| 3 | -395,36 | -64,58 | -9,26 | -38,98 | -311,18 | -1113,78 |
| 4 | -395,36 | 9,27 | 20,41 | 29,53 | 175,96 | 156,84 |
| 4 | -395,36 | -2,34 | -18,84 | -25,59 | -199,14 | -199,17 |
| 5 | -246,96 | 70,11 | 10,48 | 42,1 | 292,96 | 1080,33 |
| 5 | -246,96 | -65,98 | -9,6 | -39,79 | -306,22 | -1104,88 |
| 6 | -246,96 | 7,87 | 20,06 | 28,72 | 180,93 | 165,73 |
| 6 | -246,96 | -3,74 | -19,18 | -26,41 | -194,18 | -190,28 |

Tabla 3.12. Solicitaciones del muro P9 en el piso 1
Fuente: Elaboración Propia

| Combinacion | P (Ton) | Vx (Ton) | Vy (Ton) | T (Ton - m) | Mx (Ton - m) | My (Ton - m) |
|-------------|---------|----------|----------|-------------|--------------|--------------|
| 1 | -369,77 | -0,06 | 0,16 | -0,21 | 16,22 | -95,07 |
| 2 | -344,71 | 0,04 | 0,15 | -0,23 | 14,15 | -82,81 |
| 3 | -276,13 | 13,74 | 34,07 | 77,3 | 414,72 | 555,63 |
| 3 | -413,29 | -13,66 | -33,77 | -77,76 | -386,42 | -721,26 |
| 4 | -321,88 | 88,22 | 6,88 | 46,25 | 336,63 | 1949,37 |
| 4 | -367,53 | -88,13 | -6,59 | -46,71 | -308,33 | -2115 |
| 5 | -158,62 | 13,86 | 34,01 | 77,33 | 408,6 | 591,67 |
| 5 | -295,78 | -13,55 | -33,83 | -77,73 | -392,54 | -685,23 |
| 6 | -204,38 | 88,33 | 6,83 | 46,28 | 330,51 | 1985,41 |
| 6 | -250,02 | -88,02 | -6,65 | -46,68 | -314,45 | -2078,97 |

Luego se distribuye una armadura tentativa a los muros (Armadura vertical y de borde), verificando que los puntos de las combinaciones se encuentren dentro de las curvas del diagrama de interacción. En las siguientes figuras se muestran los diagramas de interacción $M_n - P_n$ y diagrama de interacción $M - P_{diseño}$ para cada muro y sus armaduras se presentan en la tabla 3.13.

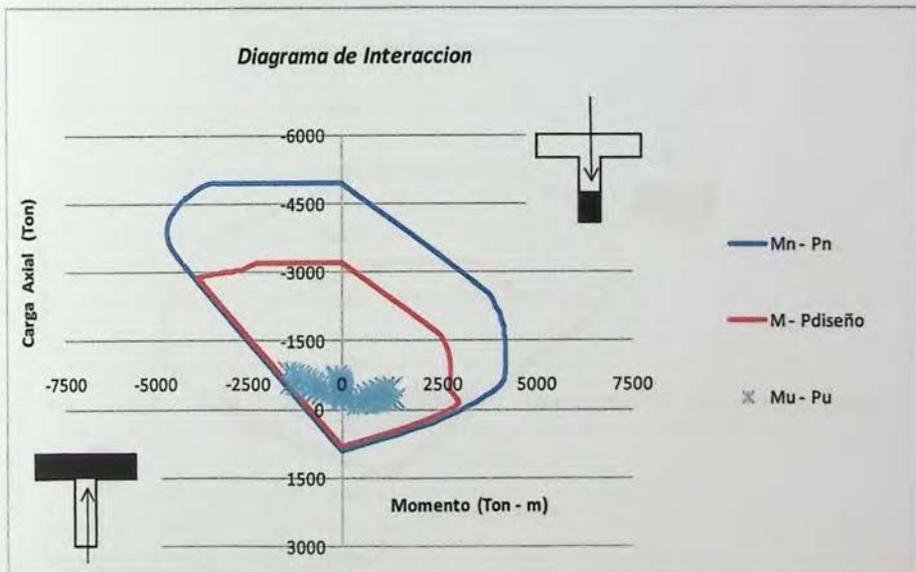


Figura 3.11. Diagrama de Interacción, Dirección Y, Muro P11
Fuente: Elaboración Propia

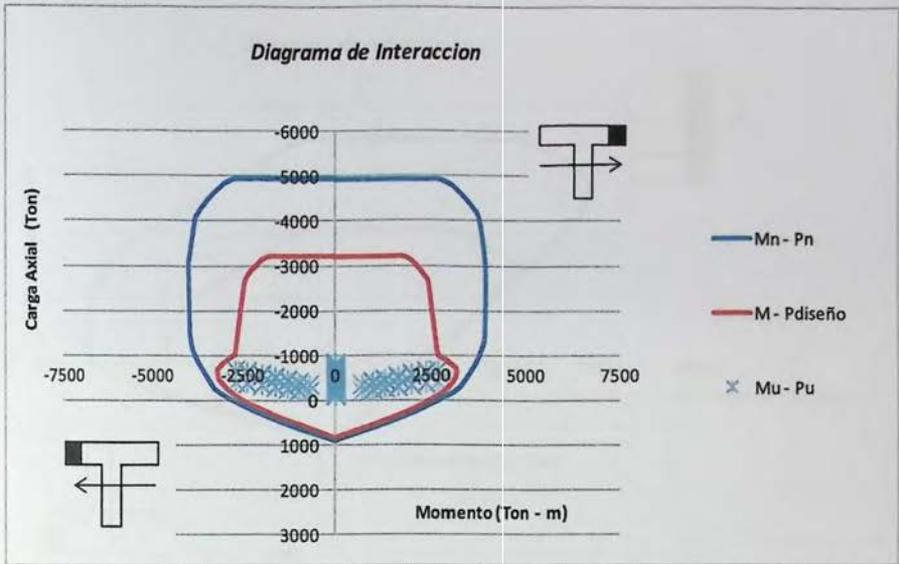


Figura 3.12. Diagrama de Interacción, Dirección X, Muro P11
Fuente: Elaboración Propia

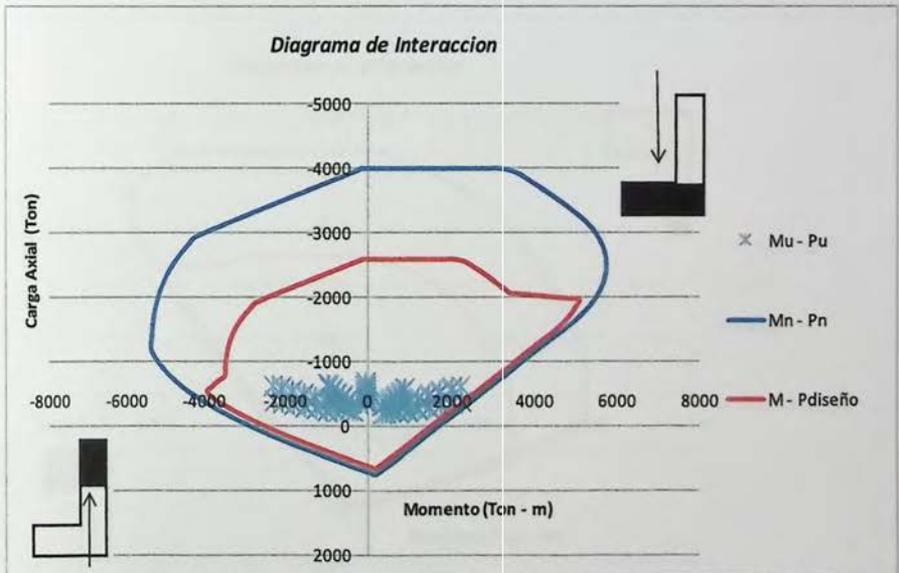


Figura 3.13. Diagrama de Interacción, Dirección Y, Muro P22
Fuente: Elaboración Propia

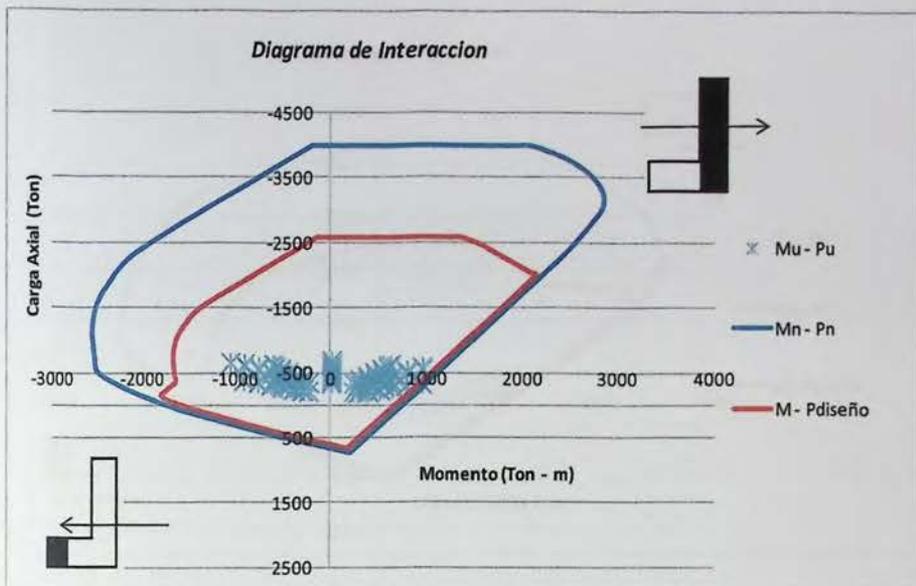


Figura 3.14. Diagrama de Interacción, Dirección X, Muro P22
 Fuente: Elaboración Propia

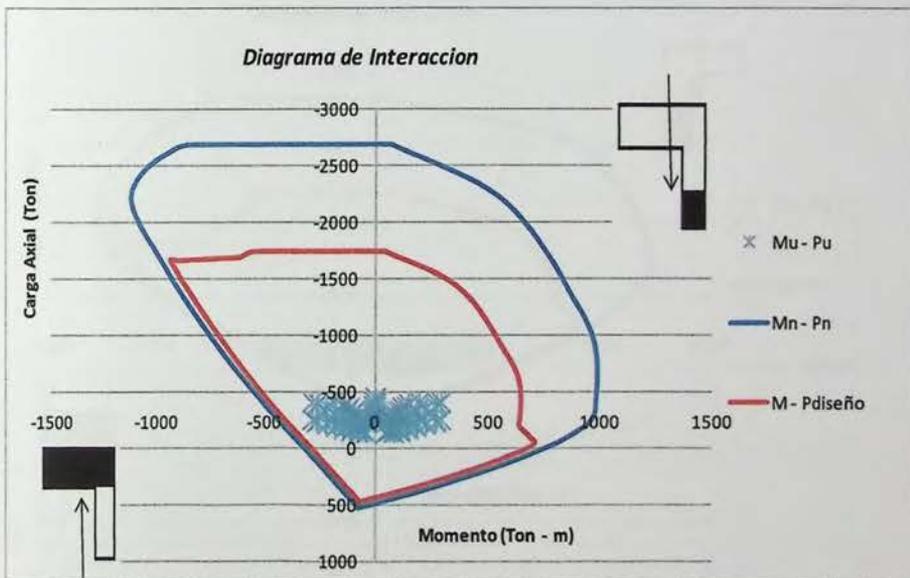


Figura 3.15. Diagrama de Interacción, Dirección Y, Muro P5
 Fuente: Elaboración Propia

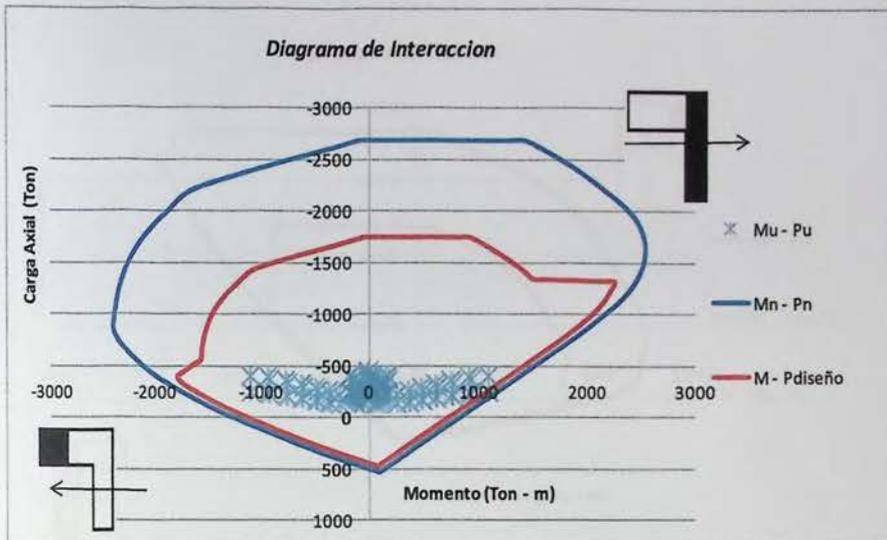


Figura 3.16. Diagrama de Interacción, Dirección X, Muro P5
 Fuente: Elaboración Propia

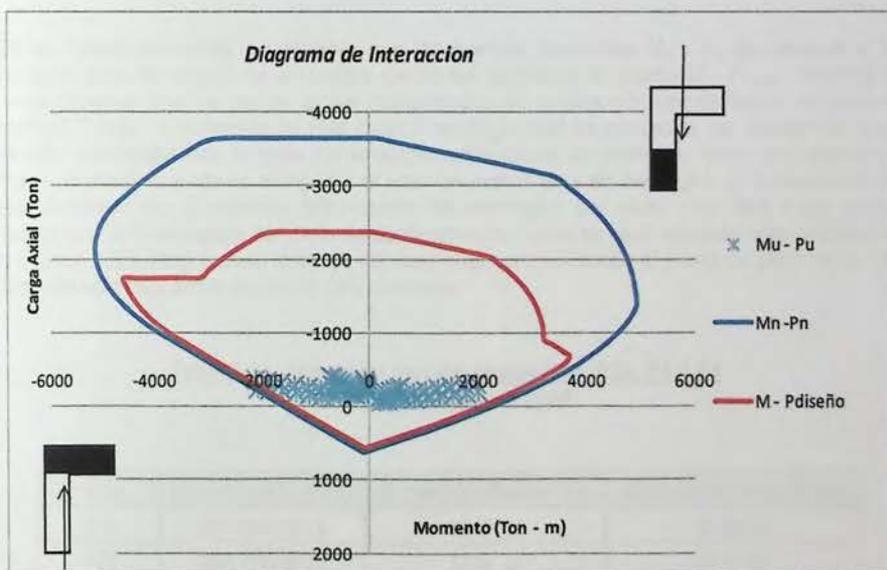


Figura 3.17. Diagrama de Interacción, Dirección Y, Muro P9
 Fuente: Elaboración Propia

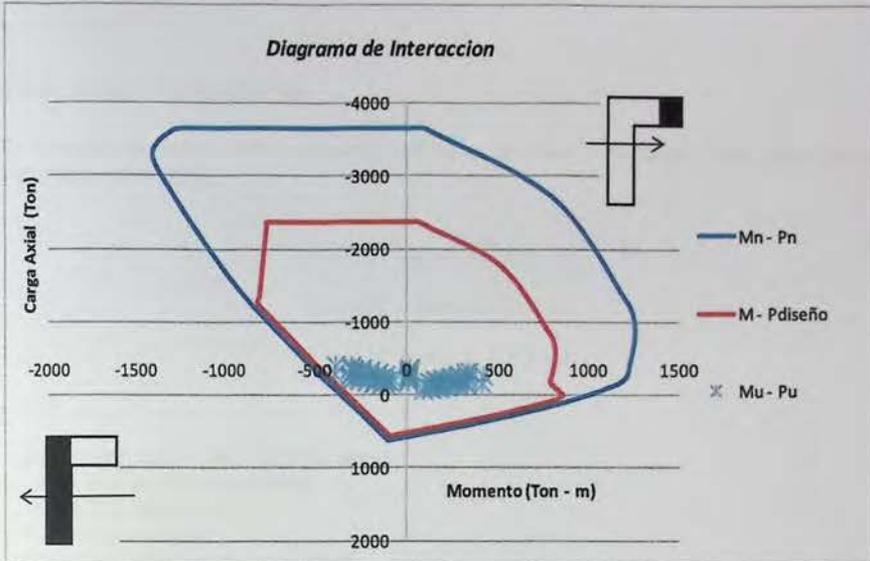


Figura 3.18. Diagrama de Interacción, Dirección X, Muro P9
Fuente: Elaboración Propia

De las figuras anteriores, se observa que las fuerzas requeridas $M_u - P_u$ de acuerdo a las combinaciones de cargas, se encuentra dentro del diagrama de diseño $M - P_{diseño}$. Además se puede observar que los muros, al ser comprimidos en la dirección donde tienen un área de hormigón mayor, la condición de falla cuando la carga axial se encuentra por debajo del punto de falla balanceada esta limitada por la deformación última del acero, es decir, una falla dúctil. Por el contrario, cuando se comprime el lado de menor área de hormigón, el comportamiento está dominado por la máxima deformación del hormigón, por ende, una falla frágil, siendo necesario utilizar armadura de borde de confinamiento, como se verá reflejado más adelante en la sección 3.3.5. Esto explica la forma del diagrama nominal donde el punto de balance en una dirección este más arriba que en la otra dirección.

Tabla 3.13. Armadura vertical muros P11, P22, P5 y P9
Fuente: Elaboración Propia

| Muro | Armadura Vertical | Armadura Borde Alas | Armadura Borde Alma |
|------|-------------------|---------------------|---------------------|
| P11 | DM $\Phi 10 @ 15$ | 12 $\Phi 18$ | 12 $\Phi 18$ |
| P22 | DM $\Phi 10 @ 15$ | 12 $\Phi 18$ | 12 $\Phi 18$ |
| P5 | DM $\Phi 10 @ 15$ | 9 $\Phi 18$ | 12 $\Phi 18$ |
| P9 | DM $\Phi 10 @ 15$ | 9 $\Phi 18$ | 12 $\Phi 18$ |

3.3.4. Armadura Horizontal

La armadura de corte o malla horizontal que se le proveerá a los muros viene dada por las siguientes expresiones:

$$V_n = A_{cv} \times (\alpha_c \times (f_c')^{0.5} + \rho_t \times f_y) \quad \text{Ec. (3.1)}$$

$$\alpha_c = 0,80 \quad \text{para } h_w / l_w < 1,5$$

$$\alpha_c = 0,53 \quad \text{para } h_w / l_w > 2,0$$

Donde:

ρ_t : Cuantía del área de refuerzo transversal.

A_{cv} : Área de la sección de concreto.

h_w : Altura total de un muro.

l_w : Longitud de un muro.

f_y : Resistencia a la fluencia del refuerzo.

f_c' : Resistencia a la compresión del concreto.

$$V_n = V_u / \Phi \quad \text{Ec. (3.2)}$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal al corte.

Φ : Factor de reducción. El valor considerado para el corte sísmico es de 0,6.

V_u : Esfuerzo de corte mayorado.

Para las armaduras distribuidas se considerara como mínimo 2 capas y deberá cumplir con lo siguiente:

$$\rho_t > 0,0025 \quad \text{Ec. (3.3)}$$

$$V_{n \text{ máx}} = 2,65 \times A_{cv} \times (f_c')^{0.5} \quad \text{Ec. (3.4)}$$

Donde:

ρ_t : Cuantía mínima de refuerzo transversal.

$V_{n \text{ máx}}$: Resistencia nominal máxima al corte.

Para los muros seleccionados se muestran en las tablas 3.14 y 3.15 el cálculo de la armadura de corte.

Tabla 3.14. Cálculo de armadura de corte, Muros P11 y P22
Fuente: Elaboración Propia

| Muro P11 | | Muro P22 | |
|-------------------------------|--------|-------------------------------|-----------|
| V_{ux} (Ton) | 161,30 | V_{ux} (Ton) | 120 |
| V_{uy} (Ton) | 115,70 | V_{uy} (Ton) | 63,40 |
| f_c (Kg/cm ²) | 250 | f_c (Kg/cm ²) | 250 |
| f_y (Kg/cm ²) | 4200 | f_y (Kg/cm ²) | 4200 |
| ϕ | 0,60 | ϕ | 0,60 |
| h_w (cm) | 3024 | h_w (cm) | 3024 |
| L_x (cm) | 724 | L_x (cm) | 386 |
| L_y (cm) | 488 | L_y (cm) | 660 |
| espesor (cm) | 20 | espesor (cm) | 20 |
| α_{cx} | 0,53 | α_{cx} | 0,53 |
| α_{cy} | 0,53 | α_{cy} | 0,53 |
| V_{nx} (Ton) | 268,83 | V_{nx} (Ton) | 200 |
| V_{ny} (Ton) | 192,83 | V_{ny} (Ton) | 105,67 |
| ρ_{cx} | 0,0024 | ρ_{cx} | 0,004173 |
| ρ_{cy} | 0,0027 | ρ_{cy} | -0,000089 |
| A_{vx} (cm ² /m) | 5 | A_{vx} (cm ² /m) | 8,35 |
| A_{vy} (cm ² /m) | 5,42 | A_{vy} (cm ² /m) | 5 |
| $V_{nx\ max}$ (Ton) | 606,70 | $V_{nx\ max}$ (Ton) | 323,50 |
| $V_{ny\ max}$ (Ton) | 408,90 | $V_{ny\ max}$ (Ton) | 553,10 |

Tabla 3.15. Cálculo de armadura de corte, Muros P5 y P9
Fuente: Elaboración Propia

| Muro P5 | | Muro P9 | |
|-------------------------------|-----------|-------------------------------|-----------|
| V_{ux} (Ton) | 75,40 | V_{ux} (Ton) | 103,10 |
| V_{uy} (Ton) | 20,90 | V_{uy} (Ton) | 34,10 |
| f_c (Kg/cm ²) | 250 | f_c (Kg/cm ²) | 250 |
| f_y (Kg/cm ²) | 4200 | f_y (Kg/cm ²) | 4200 |
| ϕ | 0,60 | ϕ | 0,60 |
| h_w (cm) | 3024 | h_w (cm) | 3024 |
| L_x (cm) | 428 | L_x (cm) | 256 |
| L_y (cm) | 238 | L_y (cm) | 660 |
| espesor (cm) | 20 | espesor (cm) | 20 |
| α_{cx} | 0,53 | α_{cx} | 0,53 |
| α_{cy} | 0,53 | α_{cy} | 0,53 |
| V_{nx} (Ton) | 125,67 | V_{nx} (Ton) | 171,83 |
| V_{ny} (Ton) | 34,83 | V_{ny} (Ton) | 56,83 |
| ρ_{cx} | 0,001500 | ρ_{cx} | 0,005996 |
| ρ_{cy} | -0,000253 | ρ_{cy} | -0,000970 |
| A_{vx} (cm ² /m) | 5 | A_{vx} (cm ² /m) | 12 |
| A_{vy} (cm ² /m) | 5 | A_{vy} (cm ² /m) | 5 |
| $V_{nx\ max}$ (Ton) | 358,70 | $V_{nx\ max}$ (Ton) | 214,50 |
| $V_{ny\ max}$ (Ton) | 199,40 | $V_{ny\ max}$ (Ton) | 553,10 |

3.3.5. Confinamiento

La armadura de confinamiento para los muros del edificio, se calculará mediante las disposiciones del Decreto Supremo N°60, para ello, se tendrá que obtener la demanda de deformación que se produce en los muros, producto del desplazamiento lateral del edificio calculado en la tabla 3.8 del presente trabajo, con esto, se obtendrá la demanda de curvatura, que tendrá que ser comparada con la capacidad de deformación de los muros. Para ello, es necesario conocer los diagramas de momento y curvatura de cada muro, ya que de estos se conocerá la capacidad de curvatura que poseen los muros, con lo cual se podrá decidir si se debe disponer armadura de confinamiento en los bordes.

Para la realización del diagrama momento y curvatura es necesario conocer las propiedades de los materiales de los muros, en este caso, la curva esfuerzo de deformación del hormigón y del acero, además de la carga máxima axial presente en los muros durante el sismo. Esta última se obtiene de una combinación de la carga del peso propio y un porcentaje de la carga de sobrecarga. Para nuestro caso, se utilizará el 100% del peso propio y 50 % de sobrecarga.

Para los muros P11, P22, P5 y P9 se muestran en las siguientes figuras, sus diagramas de momento y curvatura. En el anexo B se encuentra los diagramas momento y curvatura de los otros muros.

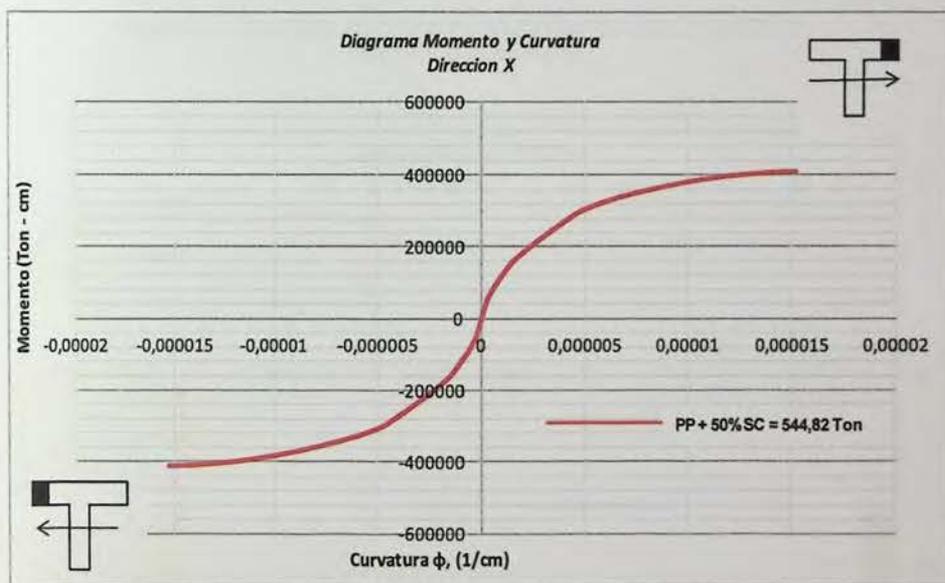


Figura 3.19. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección X muro P11
Fuente: Elaboración Propia

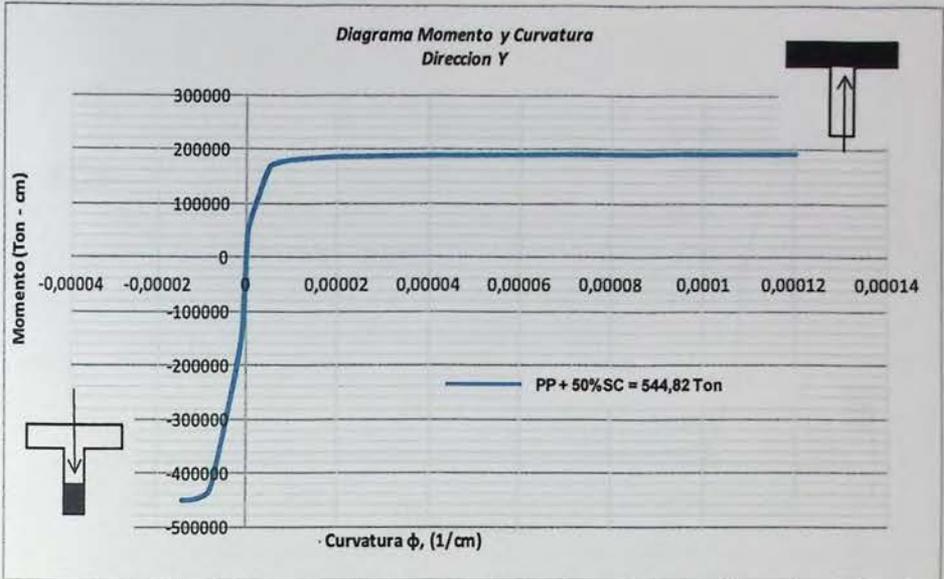


Figura 3.20. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección Y muro P11
Fuente: Elaboración Propia

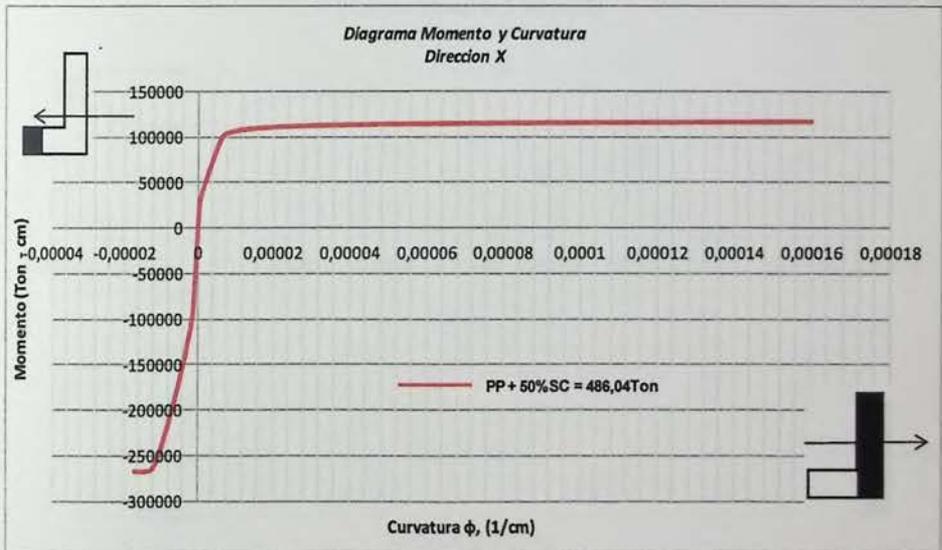


Figura 3.21. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección X muro P22
Fuente: Elaboración Propia

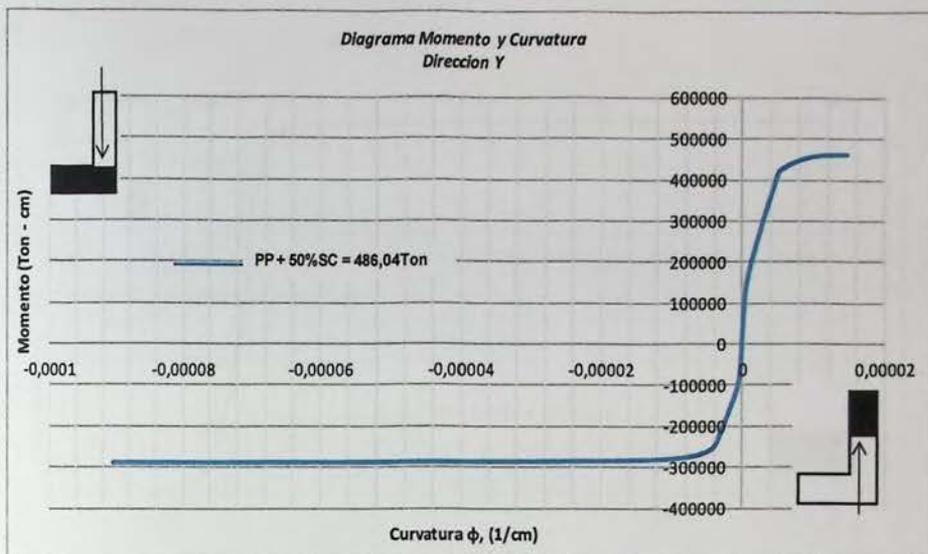


Figura 3.22. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección Y muro P22
Fuente: Elaboración Propia

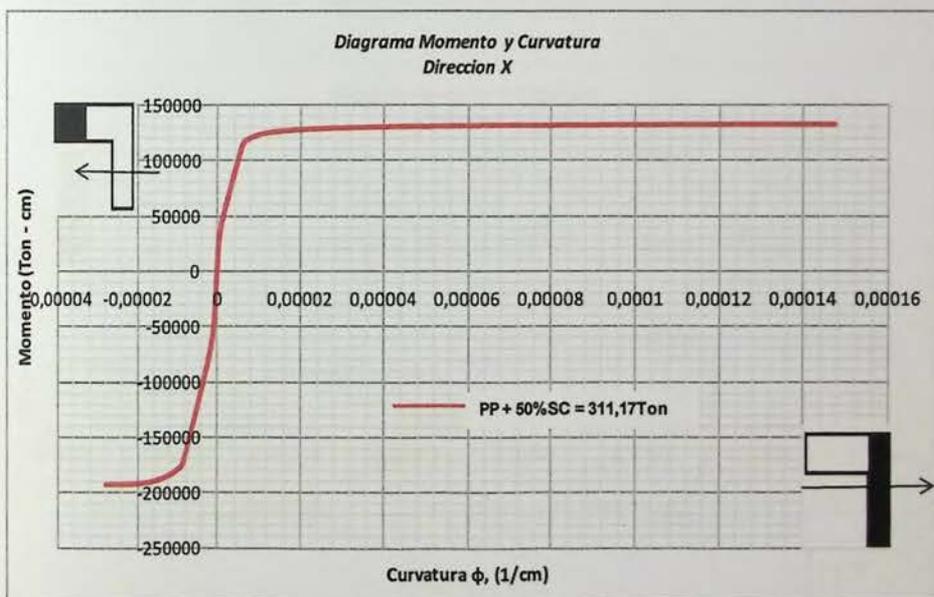


Figura 3.23. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección X muro P5
Fuente: Elaboración Propia

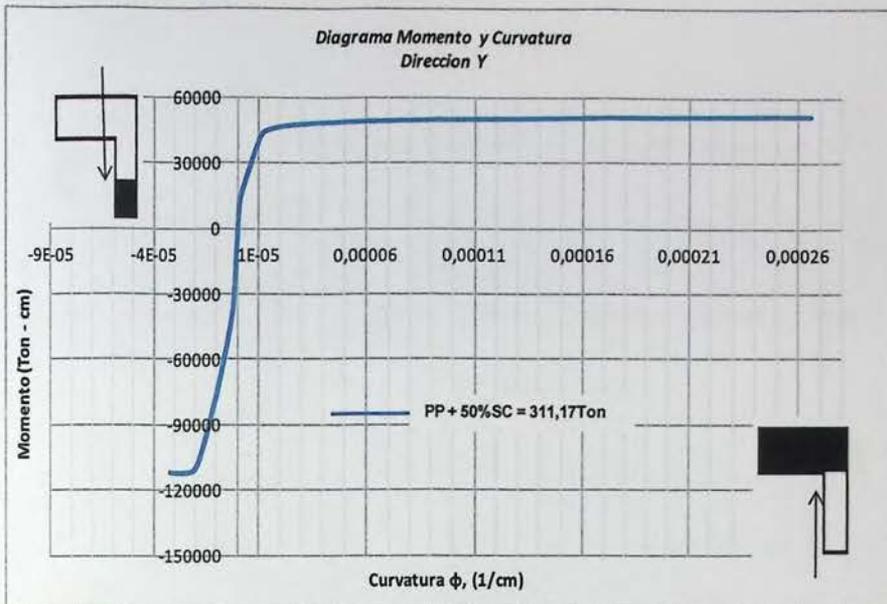


Figura 3.24. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección Y muro P5
Fuente: Elaboración Propia

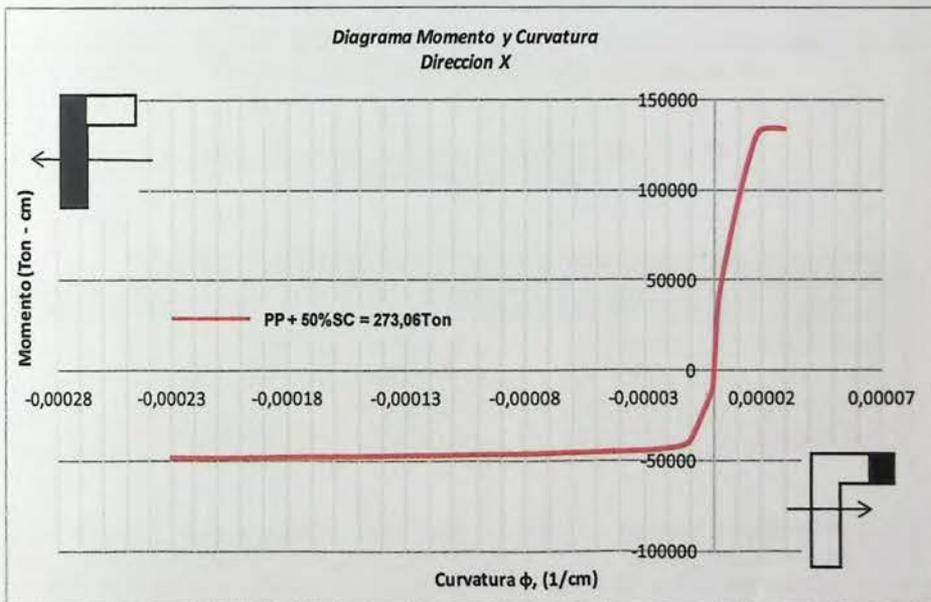


Figura 3.25. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección X muro P9
Fuente: Elaboración Propia

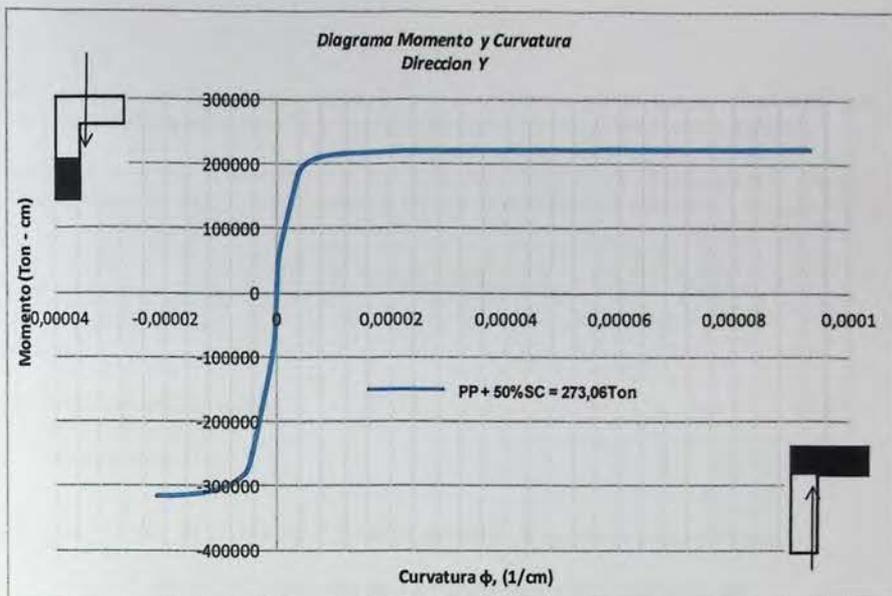


Figura 3.26. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección Y muro P9
Fuente: Elaboración Propia

Con los diagramas de momento y curvatura, se obtiene la capacidad de deformación de los muros, en la tabla 3.16 se resume la curvatura última de cada muro seleccionado.

Tabla 3.16. Curvatura última muros P11, P22, P5 y P9
Fuente: Elaboración Propia

| Muro | Curvatura Última ϕ_x | | Curvatura última ϕ_y | |
|------|---------------------------|--------------|---------------------------|--------------|
| | 0° | 180° | 90° | 270° |
| 11 | 0,0000152500 | 0,0000152500 | 0,0001203000 | 0,0000142300 |
| 22 | 0,0001601000 | 0,0000170700 | 0,0000146600 | 0,0000903400 |
| 5 | 0,0001472000 | 0,0000279500 | 0,0002654000 | 0,0000319100 |
| 9 | 0,0000287200 | 0,0002297000 | 0,0000933000 | 0,0000214900 |

De la tabla 3.16, se tienen las diferentes curvaturas últimas (capacidad de deformación) que poseen los muros, según las direcciones de análisis, 0° y 180° corresponde al lado positivo y negativo del eje X de los gráficos en esa dirección, en tanto, 90° y 270° representan el lado positivo y negativo del eje Y, en esa dirección. Además se observa en destacado, las direcciones donde posiblemente se necesiten estribos de confinamiento, ya que las curvaturas últimas de los muros son relativamente pequeñas, por lo que su capacidad de deformación en

esa dirección es muy baja, debido a que el comportamiento queda controlado por la deformación última del hormigón, en consecuencia, los muros poseen poca ductilidad.

Luego se determina la demanda de curvatura que depende del desplazamiento sísmico de diseño (desplazamiento que presentan los muros) su expresión se muestra en la ecuación 3.5.

$$\Phi_u = (2 \times \delta_u) / (H_t \times l_w) \quad \text{Ec. (3.5)}$$

Donde:

δ_u : Desplazamiento de diseño.

H_t : Altura total de muro.

l_w : Longitud del muro.

La tabla 3.17 muestra el valor obtenido de la demanda de curvatura para los muros.

Tabla 3.17. Demanda de curvatura muros P11, P22, P5 y P9

Fuente: Elaboración Propia

| Muro | Demanda Curvatura ϕ_{ux} | Demanda Curvatura ϕ_{uy} |
|------|-------------------------------|-------------------------------|
| 11 | 0,0000164 | 0,0000218 |
| 22 | 0,0000307 | 0,0000161 |
| 5 | 0,0000277 | 0,0000447 |
| 9 | 0,0000463 | 0,0000161 |

Una vez determinada, la demanda y la capacidad de los muros, se debe confinar los bordes de los muros, si la demanda de curvatura es superior a la capacidad (curvatura última) de estos, es decir, la deformación unitaria del hormigón supera el 3 por mil (según la dirección de análisis) en los bordes comprimidos de los muros, debido al desplazamiento de diseño, por lo cual, se debe aumentar la capacidad de deformación del hormigón y su ductilidad con estribos de confinamiento en los bordes comprimidos, para lograr así, superar ésta demanda, en caso contrario, que la demanda de curvatura sea menor a la capacidad de los muros no se requerirá confinar los muros.

En la tabla 3.18, se muestra en negativo la dirección donde se necesita confinar los bordes de los muros, según lo mencionado anteriormente.

Tabla 3.18. Diferencia entre capacidad y demanda
Fuente: Elaboración Propia

| Muro | Capacidad - Demanda | | Capacidad - Demanda | |
|------|---------------------|------------|---------------------|------------|
| | 0° | 180° | 90° | 270° |
| 11 | 0,0000011 | 0,0000011 | 0,0000985 | -0,0000076 |
| 22 | 0,0001294 | -0,0000136 | 0,0000014 | 0,0000742 |
| 5 | 0,0001195 | 0,0000003 | 0,0002207 | -0,0000128 |
| 9 | -0,0000176 | 0,0001834 | 0,0000772 | 0,0000054 |

De la tabla anterior se infiere que, en una sola dirección de cada muro, se necesitará calcular la armadura de confinamiento.

Para determinar el largo de confinamiento en el borde de los muros se debe utilizar la siguiente expresión:

$$\frac{C_c}{l_w} = \frac{C}{l_w} - \frac{1}{(600 \times \delta_u / h_w)} \quad \text{Ec. (3.6)}$$

Donde:

C: Mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u .

l_w : Largo del muro.

δ_u : Desplazamiento de diseño.

h_w : Altura del muro.

En la tabla 3.19, se presenta el largo de confinamiento de los muros, y en la tabla 3.20 se resume la armadura de confinamiento, que fué calculada según la siguiente expresión:

$$A_{sh} = (0,09 \times S \times h_c \times f_c') / f_{yt} \quad \text{Ec. (3.7)}$$

Donde:

A_{sh} : Armadura mínima de confinamiento.

S: Separación vertical de los estribos.

h_c : espesor elemento de borde.

f_c' : Resistencia cilíndrica a la compresión.

f_{yt} : Tensión de fluencia del refuerzo.

Tabla 3.19. Largo de confinamiento muros P11, P22, P5 y P9
 Fuente: Elaboración Propia

| | Muro P11 | Muro P22 | Muro P5 | Muro P9 |
|-----------------------------------|----------|----------|---------|---------|
| Dirección | 270° | 180° | 270° | 0° |
| Eje neutro C (cm) | 210,82 | 175,75 | 94,01 | 104,46 |
| Longitud de Confinamiento Cc (cm) | 58,32 | 67,01 | 19,64 | 32,34 |

Tabla 3.20. Armadura de confinamiento muros P11, P22, P5 y P9
 Fuente: Elaboración Propia

| | Muro P11 | Muro P22 | Muro P5 | Muro P9 |
|--|----------|----------|---------|---------|
| Dirección | 270° | 180° | 270° | 0° |
| Armadura de Confinamiento A _{sh} (cm ²) | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 |

De las tablas anteriores, se observa que la armadura de confinamiento vertical será con estribos $\Phi 10$ a 10, más trabas $\Phi 10$ a 15. Además los bordes confinados tendrán un espesor de 30 cm, como lo estipula el Decreto Supremo N°60.

En las siguientes figuras se muestran las armaduras de los muros seleccionados del edificio, con sus refuerzos correspondientes y detalles.

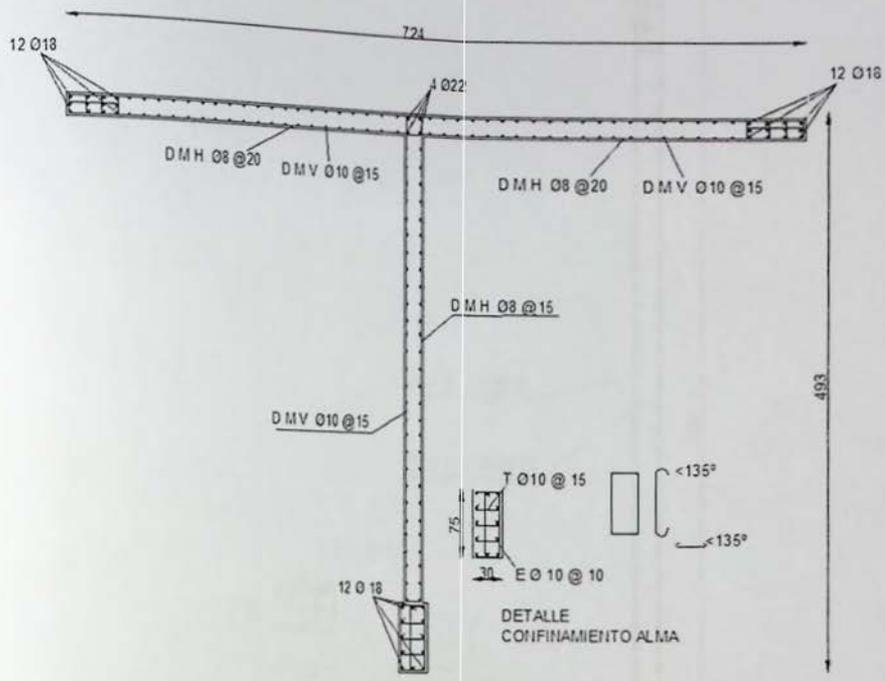


Figura 3.27. Armadura para Muro P11
 Fuente: Elaboración Propia

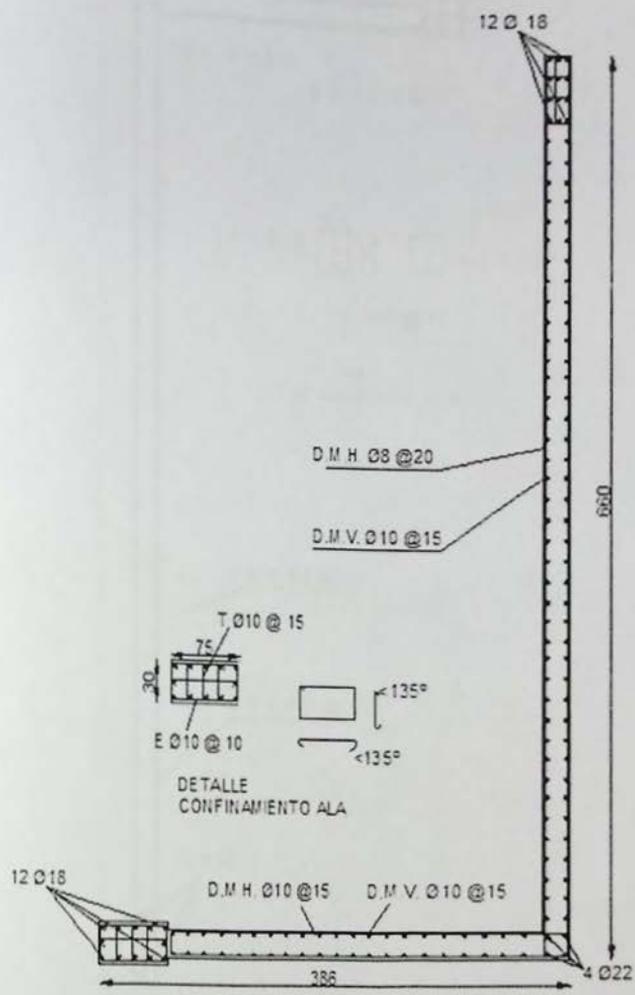


Figura 3.28. Armadura para Muro P22
Fuente: Elaboración Propia

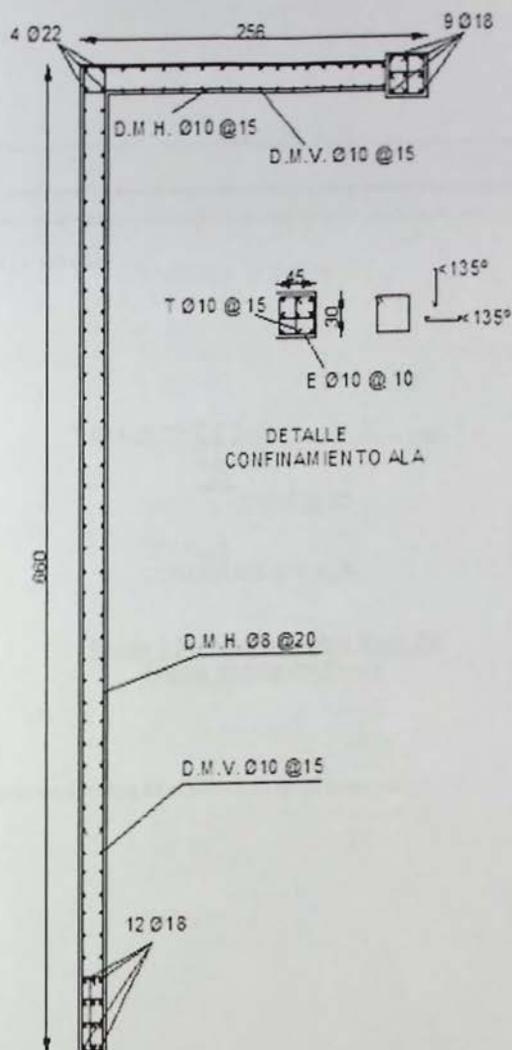


Figura 3.29. Armadura para Muro P9
 Fuente: Elaboración Propia

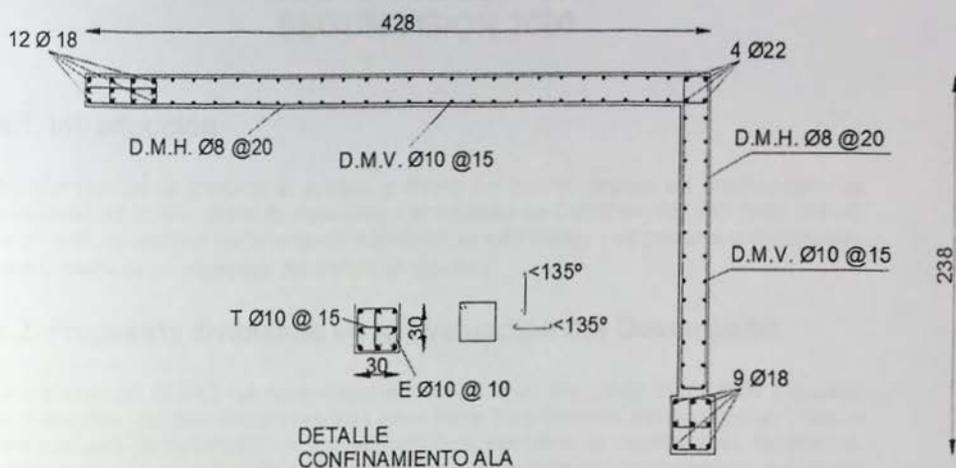


Figura 3.30. Armadura para Muro P5
Fuente: Elaboración Propia

Las armaduras de los otros muros se encuentran en el anexo C.

CAPITULO IV

DISEÑO DEL EDIFICIO SEGUN VISION 2000

4.1. Introducción

En este capítulo se presenta el análisis y diseño del edificio usando las recomendaciones propuestas por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEOAC 1995) (Ref.4), se precisan los objetivos de desempeño adoptados en este trabajo y se presenta la metodología para el diseño de los elementos del edificio en estudio.

4.2. Propuesta Empleada en la Evaluación del Desempeño

La propuesta del SEOAC fue desarrollada en 1995 a través del comité Vision 2000 y aparece en el apéndice I del libro "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary". Según esta propuesta, el desempeño de una edificación se establece de acuerdo a su importancia, relacionando para cada nivel de peligro sísmico la combinación de comportamiento estructural esperado.

El comité Vision 2000 (Ref.4) propone cuatro niveles de peligro sísmico con un intervalo de recurrencia en un período de exposición de 50 años. Cada nivel de peligro sísmico está asociado a una probabilidad de excedencia o a su equivalencia en valores del periodo de retorno los cuales se presentaron en la tabla 2.2 del capítulo 2.

Para la situación en estudio se empleará una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años con un período de retorno de 475 años que equivale a un sismo raro. Este nivel de amenaza sísmica es similar al utilizado en el capítulo III en el diseño del edificio con las normas chilenas, por ende la comparación entre ambas metodología es posible.

Los niveles de desempeño sísmico propuesto por Vision 2000, se definen por el nivel de daño que puede presentar una edificación por efecto de los sismos, tanto en el sistema estructural como en los elementos no estructurales. En la tabla 2.1 del capítulo 2 se resumieron estos niveles de desempeño, adoptando para este trabajo un nivel aceptable de daño moderado, asociado a un nivel de desempeño igual a daño controlado, donde el edificio podrá experimentar daños significativos pero no deberá alcanzar el colapso.

La importancia de una edificación durante y después de un sismo, el comité Vision 2000 la clasifica en tres grupos: edificaciones básicas, esenciales y críticas. Las primeras son las viviendas y oficinas, la segunda son los hospitales, colegios, bomberos, etc., y las últimas son las plantas industriales.

Para este trabajo, de acuerdo a las definiciones anteriores la edificación clasifica en edificación básica.

Finalmente el objetivo de desempeño queda expresado por una matriz que representa el comportamiento deseado para cada categoría según el sismo de diseño considerado.

La tabla 2.3 presentada en el capítulo 2, muestra la matriz propuesta por el comité Vision 2000 donde se enmarcan los niveles de desempeños esperados.

En la figura siguiente se muestra la matriz creada para la situación en estudio, donde se aprecia el objetivo de desempeño adoptado para el edificio.

| | | Nivel de Desempeño | | | |
|-------------------------------|--|--------------------|-------------|-----------------|--------|
| | | Servicio | Operacional | Daño controlado | Ultimo |
| Niveles de Movimiento Sísmico | Sismo Frecuente (PR = 43 años) 50% en 30 años | | | | |
| | Sismo Ocasional (PR = 72 años) 50% en 50 años | | | | |
| | Sismo Raro (PR = 475 años) 10% en 50 años | | | ● | |
| | Sismo Muy Raro (PR = 970 años) 10% en 100 años | | | | |

Figura 4.1. Objetivo de Desempeño para el Edificio
Fuente: Elaboración Propia

4.3. Metodología Propuesta para el Diseño del Edificio según las Disposiciones de Visión 2000

Para el diseño del edificio según las disposiciones del documento Visión 2000 (Ref.4), se tiene que verificar el objetivo propuesto en la sección anterior, para ello se toma como punto de partida las deformaciones máximas entre piso definidas por Visión 2000 (Ref.4) mostradas en la tabla 2.4 del capítulo 2.

Para el edificio en estudio se tiene que la deformación máxima entre piso es 15%.

Como el documento Visión 2000 (Ref.4) no da recomendaciones de armaduras mínimas y máximas para el diseño de los elementos estructurales, se plantea una metodología de diseño que cumpla sólo con la restricción de la deformación. Cabe mencionar que en esta parte del trabajo se diseñará solamente los muros del edificio ya que las vigas y losas, debido a su disposición y dimensiones, no influyen en los muros.

Como se mencionó anteriormente, la metodología propuesta será la siguiente:

Con la deformación de entre piso se obtendrá el desplazamiento lateral, que se produce en el techo del edificio, para luego obtener la demanda de curvatura asociada a ese desplazamiento.

Con esto se dispondrá de suficiente armadura a los muros para que, mediante su gráfica de momento y curvatura se alcance una curvatura última que satisfaga la demanda que se le infiere al muro, verificando que las deformaciones unitarias del hormigón y acero se encuentren dentro de los rangos permitidos, es decir, deformación máxima al 8‰ para el hormigón y 6 ‰ para el acero.

Para lo anterior, se diseña por capacidad a los muros, concentrando su respuesta en la zona crítica de éstos, es decir, que el mecanismo de falla se presente en su base (Paulay & Priestley Ref. 17). Con esto se podrá calcular el desplazamiento y rotación de los muros, como se muestra en la siguiente figura.

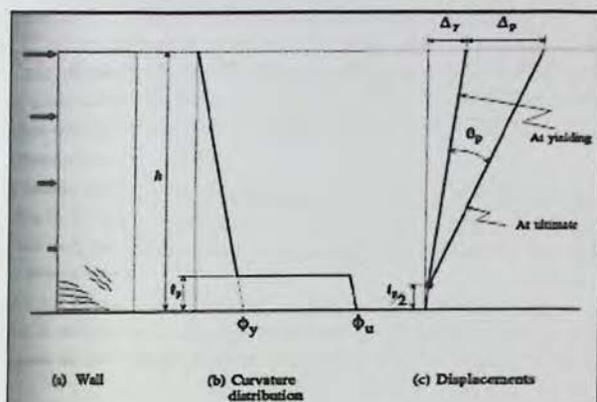


Figura 4.2. Determinación desplazamiento

Fuente: Paulay & Priestley

De la figura 4.2, se tiene lo siguiente:

- Muro en voladizo sometido a cargas laterales, la zona crítica donde se produce y se concentran las plastificaciones, es en la base del muro.
- El estado último del muro, corresponde al instante en que la sección en la base alcanza su capacidad de curvatura ($\Phi_{max} = \Phi_u$). La distribución de la curvatura se puede idealizar como lineal desde el tope hasta la sección Φ_y . De ahí hacia abajo la curvatura aumenta hasta alcanzar Φ_u en la base. La rótula plástica corresponde a la zona plastificada l_p .
- El desplazamiento al tope del muro Δ_u , que representa la capacidad de deformación lateral del edificio, se obtiene utilizando la distribución idealizada en b), es decir, se supone que hasta la fluencia la deformada es lineal con Δ_y al tope. Posterior, la deformación se concentra en una rotación plástica a una altura $l_p/2$.

De lo anterior, se podrá determinar el desplazamiento en el techo del edificio y la demanda de curvatura asociada a la deformación máxima en el nivel superior del muro.

De lo anterior, se podrá determinar el desplazamiento en el techo del edificio y la demanda de curvatura asociada a la deformación máxima en el nivel superior del muro.

Determinado el desplazamiento del techo y la demanda de curvatura se obtiene el diagrama momento y curvatura de los muros, para ello, se utiliza la carga axial calculada en el capítulo 3.3.5, y limitando su valor según lo dispuesto en el Decreto Supremo N°60 en su artículo 21.9.5.3, el cual establece el máximo valor de la fuerza axial, $P < 0,35 \times f_c' \times A_g$.

Luego se dispone suficiente armadura vertical y de borde a los muros para satisfacer la demanda de deformación, dándole una capacidad y ductilidad a los muros mucho mayor a la solicitada por el desplazamiento producido en el nivel superior del edificio.

A los muros se dispone una armadura distribuida vertical mínima según el ACI318 – 08 (Ref.13). En tanto, para la armadura de borde se proveerá una cuantía del 1,0‰ al 1,5‰, que proviene de los estudios realizados en muros "T" de los autores Thomsen y Wallace (Ref.22), los cuales analizaron el efecto de la armadura de confinamiento para diferentes cargas axiales, dando como resultado que el muro que poseía más confinamiento presentó una mejor respuesta logrando una ductilidad mayor llegando alcanzar deformaciones de entre piso cerca del 2%.

Otro estudio realizado a muros "T" fue realizado por F. Cordero (Ref.23), analizando el efecto de la carga axial sobre el muro, confinando el 30% del muro según la dirección de análisis, concluyendo que la carga axial disminuye la capacidad y la ductilidad en los muros.

Una vez diseñado los muros con su refuerzo vertical, se procederá a realizar sus diagramas de interacción, para obtener el valor del momento nominal probable asociado a la carga axial de diseño, con esto, se podrá obtener el corte asociado a ese momento como lo muestra la figura 4.12.

Con esto se puede calcular la armadura horizontal de los muros por capacidad. (Ref. 17)

En la figura 4.3 se muestra en forma esquemática, los pasos para diseñar los muros, en base a las disposiciones del documento Vision 2000 (Ref.4) y la metodología propuesta.

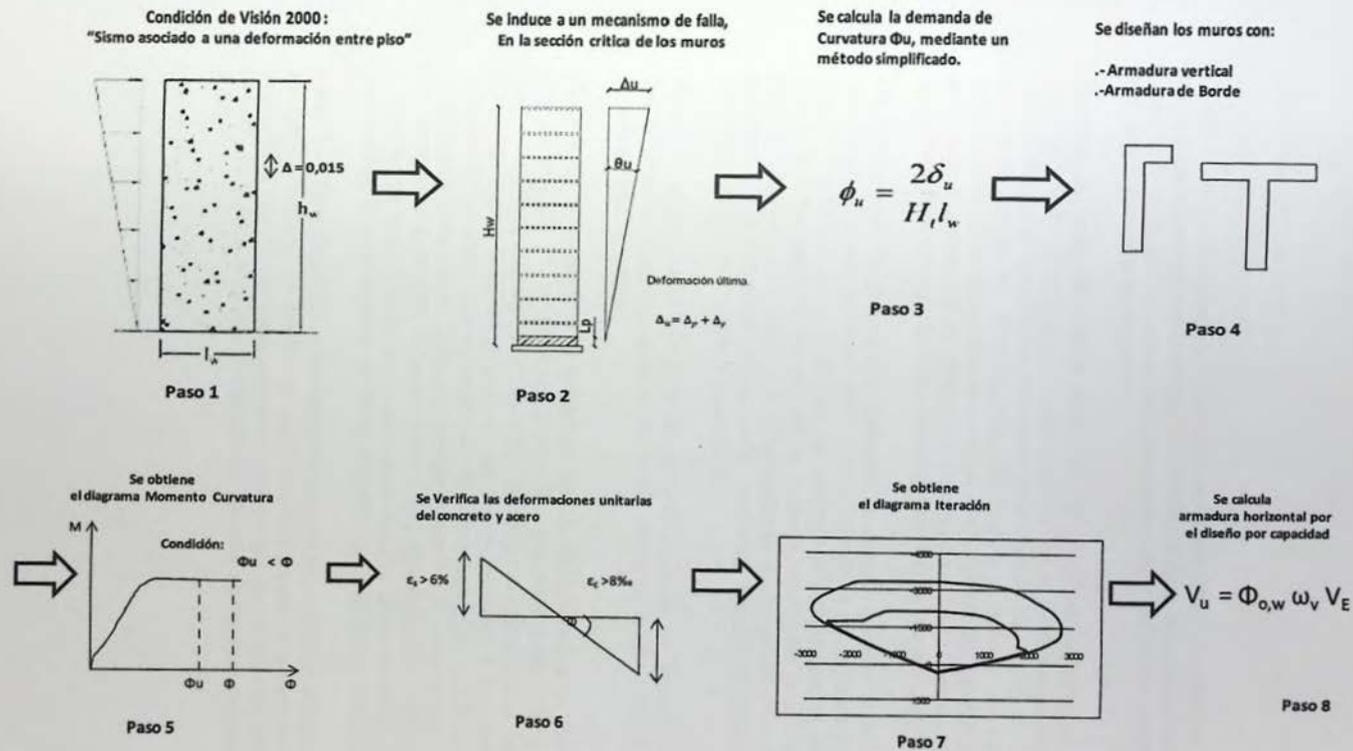


Figura 4.3. Esquema de metodología Propuesta
Fuente: Elaboración Propia

De la figura 4.3, se tiene que:

Paso 1: De las disposiciones del documento Vision 2000, se asocia el sismo de diseño con un nivel esperado de respuesta mediante la limitación de la deformación entre piso. Con esta única restricción se puede calcular el desplazamiento lateral en el nivel superior de los muros, como se menciona en el paso siguiente.

Paso 2: Utilizando las técnicas del diseño por capacidad, se define un mecanismo de colapso para los muros en base al comportamiento de muros en voladizos (figura 4.2.a), es decir, se concentran las deformaciones no lineales en la base de los muros, en su zona crítica. Con esto, se puede calcular las deformaciones de fluencia y plástica con las cuales se obtiene la deformación última (desplazamiento en el nivel superior de los muros). Las consideraciones para estimar la deformación de fluencia provienen de Calvi, Kowalsky y Priestley (Ref.18), esta dependerá de la sección, los materiales y la dirección de análisis según la ecuación 4.2.

Para determinar la deformación plástica, se considerará que el muro en ese instante se encuentra en su estado límite último, se ha formado la rótula plástica, (figura 4.2.c). Como el mecanismo de falla se ha producido, se relaciona la deformación de entre piso del documento Vision 2000 con esta deformación, debido a que se idealiza las plastificaciones no lineales en la base (rótula plástica), y como esta deformación se distribuye linealmente en la altura, se podrá calcular esa deformación. Finalmente, sumando ambas deformaciones se obtendrá el desplazamiento último según la ecuación 4.1.

Paso 3: Se calcula la demanda de deformación que se produce en cada muro, por el desplazamiento lateral calculado en el Paso 2, utilizando la ecuación 3.5, con la cual se obtiene la demanda de curvatura.

Paso 4, 5, 6: Se dispone la armadura vertical de refuerzo a los muros, considerando una cuantía igual al 2,5‰ en armadura distribuida y una cuantía del 1,0‰ al 1,5‰ en armadura de borde. Se compara la capacidad de deformación de los muros con la demanda de deformación encontrada en el Paso 3. Se grafican las curvas momento y curvatura de cada muro, para conocer su curvatura última (capacidad de deformación), la que tendrá que ser mayor a la demanda de deformación, para así, verificar que se ha provisto de una resistencia y capacidad de deformación adecuada. Además se dispondrá de armadura de confinamiento vertical en los bordes de los muros según el procedimiento descrito en el punto 3.3.5 del presente trabajo, verificando que no se superen las deformaciones máximas de los materiales de cada muro.

Paso 7, 8: Se grafican los diagrama de interacción para conocer el momento nominal probable asociado a su carga de diseño, con esto, se podrá diseñar la armadura de corte de cada muro mediante el método por capacidad propuesto por Paulay & Priestley (Ref.17), el cual requiere determinar el corte asociado al mecanismo de falla de colapso definido en el paso 2 (figura 4.12).

4.4. Diseño de los Muros usando la Metodología Propuesta

4.4.1. Determinación del Desplazamiento del Techo, Δ_u

Según la metodología expuesta en la sección anterior, para diseñar los muros se debe obtener el desplazamiento en el techo del edificio debido a la deformación que se expone en el documento Visión 2000 (ref.4).

Para ello, se utiliza las siguientes expresiones:

$$\Delta_u = \Delta_p + \Delta_y \quad \text{Ec. (4.1)}$$

$$\Delta_y = (H_w^2 \times \Phi_y)/3 \quad \text{Ec. (4.2)}$$

Donde:

Δ_u : Deformación última.
 Δ_y : Deformación de fluencia
 Δ_p : Deformación plástica
 Φ_y : Giro unitario de fluencia
 H_w : Altura total del edificio

Según Priestley y Kowalsky (Ref.18), el giro unitario para muros viene dado por:

$$\Phi_y = 2,00\varepsilon_y/l_w \quad \text{Ec. (4.3)}$$

Donde:

ε_y : Deformación unitaria del acero longitudinal de refuerzo (0,002).
 l_w : longitud de la sección del muro.

En el cálculo del desplazamiento plástico (Δ_p), como se describe en el Paso 2 de la metodología propuesta, se toma en cuenta que los muros se encuentran en su estado último, por lo que se puede relacionar la deformación de entre piso del documento Vision2000 (Ref.4) con esa deformación a través de triángulos semejantes;

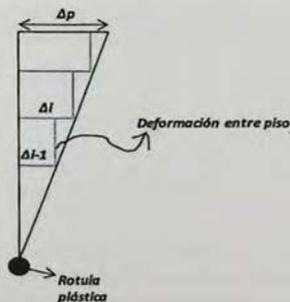


Figura 4.3.1. Relación entre la deformación entre piso y la deformación plástica
Fuente: Elaboración Propia

La longitud de la rótula plástica L_p , se tomará como el mayor de los valores mostrados en la ecuación 4.4, dado por Paulay y Priestley (Ref. 17):

$$L_p = 0,2l_w + 0,03h_w$$

$$L_p = 0,054h_w + 0,022 \times (0,0986 \times f_y) \times d_b \quad \text{Ec. (4.4)}$$

Donde:

d_b : Diámetro refuerzo.

f_y : Fluencia acero de refuerzo.

h_w : Altura del muro

Un ejemplo de cálculo se muestra a continuación para los muros P11, P9, P5 y P22. (Ver figura 3.10).

En primer lugar se obtiene el desplazamiento plástico para la dirección X e Y. En la tabla 4.1, se presentan las propiedades geométricas de los muros y en la tabla 4.2, se muestra la longitud de la rótula plástica para cada muro seleccionado.

Tabla 4.1. Propiedades Geométricas muros

Fuente: Elaboración Propia

| | L_x (cm) | L_y (cm) | H_w |
|------------|------------|------------|-------|
| P11 | 724 | 488 | 3024 |
| P5 | 428 | 238 | 3024 |
| P9 | 256 | 660 | 3024 |
| P22 | 386 | 660 | 3024 |

Tabla 4.2. Longitud Rotula plástica muros

Fuente: Elaboración Propia

| | P11 | P5 | P9 | P22 |
|-----------------------------|------------|-----------|-----------|------------|
| f_y (kg/cm ²) | 4200 | 4200 | 4200 | 4200 |
| d_b (cm) | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 |
| L_{px} (cm) | 235,52 | 177,87 | 177,87 | 177,87 |
| L_{py} (cm) | 188,32 | 177,87 | 222,72 | 222,72 |

Determinado la longitud donde se concentra la deformación no lineal en los muros, se encuentra el desplazamiento plástico debido a la formación del mecanismo falla impuesto, para ello, se relaciona entre semejanza de triangulo la deformación de entre piso máxima permitida por Visión 2000 (Ref.4) con esta deformación como se mencionó anteriormente.

En la tabla 4.3, se presenta el valor del desplazamiento plástico calculado para ambas direcciones de los muros seleccionados.

Tabla 4.3. Deformación plástica en los muros
Fuente: Elaboración Propia

| | P11 | P5 | P9 | P22 |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| Drifts (Vision2000) | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 |
| Δ_{px} (cm) | 3,533 | 2,668 | 2,668 | 2,668 |
| Δ_{py} (cm) | 2,825 | 2,668 | 3,341 | 3,341 |

Finalmente, se calcula la deformación por fluencia según la ecuación 4.2, y sumado a las deformaciones presentadas en la tabla 4.3, se obtendrá la deformación última de los muros, es decir, el desplazamiento en el tope o la deformación lateral del edificio. En las tablas 4.4 y 4.5 se muestran los valores del desplazamiento de fluencia y el desplazamiento máximo de cada muro respectivamente.

Tabla 4.4. Deformación de fluencia en los muros
Fuente: Elaboración Propia

| | P11 | P5 | P9 | P22 |
|--------------------|------------|------------|------------|------------|
| Φ_{yx} (1/cm) | 0,00000483 | 0,00000818 | 0,00001367 | 0,00000907 |
| Φ_{yy} (1/cm) | 0,00000717 | 0,00001471 | 0,00000530 | 0,00000530 |
| Δ_{yx} (cm) | 14,74 | 24,93 | 41,67 | 27,64 |
| Δ_{yy} (cm) | 21,86 | 44,83 | 16,16 | 16,16 |

Tabla 4.5. Desplazamiento máximo muros
Fuente: Elaboración Propia

| | P11 | P5 | P9 | P22 |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|
| Δ_{ux} (cm) | 18,27 | 27,59 | 44,34 | 30,31 |
| Δ_{uy} (cm) | 24,69 | 47,49 | 19,51 | 19,51 |

4.4.2. Determinación de la Demanda de Curvatura, Φ_u

El tercer paso de la metodología propuesta en la figura 4.3, es determinar la demanda de curvatura asociada a la deformación máxima en el nivel superior del muro, para ello se utilizará la ecuación 3.5, que se basa en las disposiciones y recomendaciones del Decreto Supremo N°60 (Ref. 12).

Para los muros seleccionados se muestra en la tabla 4.6 el valor de la demanda de curvatura calculada.

Tabla 4.6. Demanda de curvatura muros
Fuente: Elaboración Propia

| | | |
|-----|--------------------|-----------|
| P11 | Φ_{ux} (1/cm) | 0,0000154 |
| | Φ_{uy} (1/cm) | 0,0000309 |
| P9 | Φ_{ux} (1/cm) | 0,0001059 |
| | Φ_{uy} (1/cm) | 0,0000181 |
| P22 | Φ_{ux} (1/cm) | 0,0000480 |
| | Φ_{uy} (1/cm) | 0,0000181 |
| P5 | Φ_{ux} (1/cm) | 0,0000394 |
| | Φ_{uy} (1/cm) | 0,0001221 |

4.4.3. Armadura Vertical de los Muros

Los muros se diseñarán para obtener una capacidad de curvatura mayor a la demandada, para ello se utilizará las recomendaciones mínimas del código ACI318 – 08 (Ref. 13) para armadura vertical se dispondrá una cuantía de 2,5%, en tanto, para la armadura de borde se colocará una cuantía del orden de 1,0% al 1,5%.

En las figuras 4.4 a 4.11 se muestran los diagramas de momento y curvatura de los muros seleccionados, tomando en consideración una deformación unitaria del hormigón al 3‰.

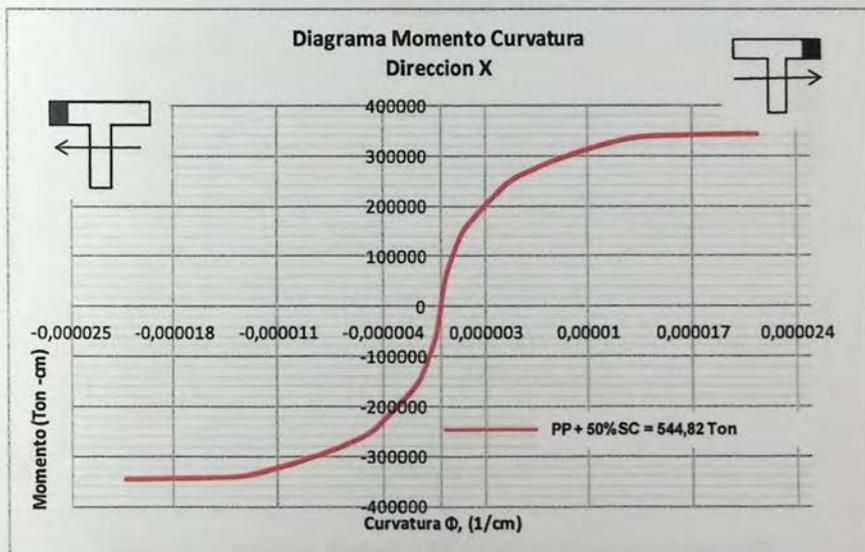


Figura 4.4. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección X muro P11
Fuente: Elaboración Propia

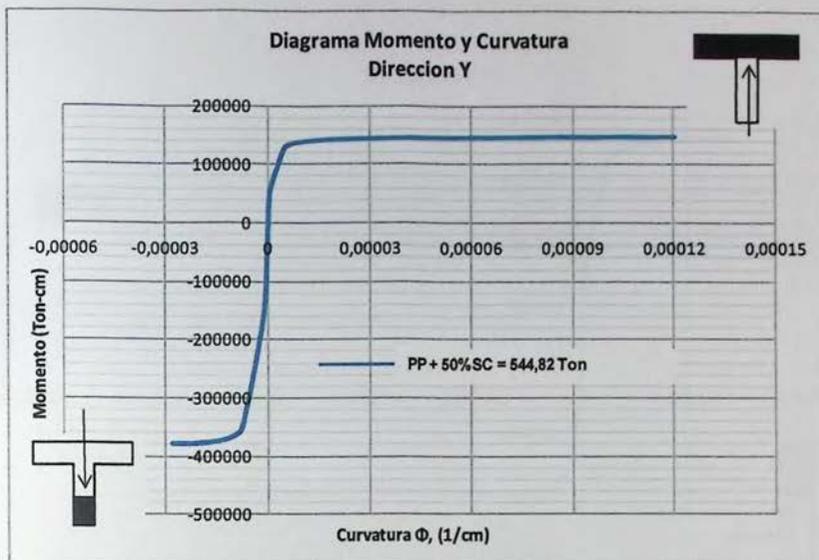


Figura 4.5. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección Y muro P11
Fuente: Elaboración Propia

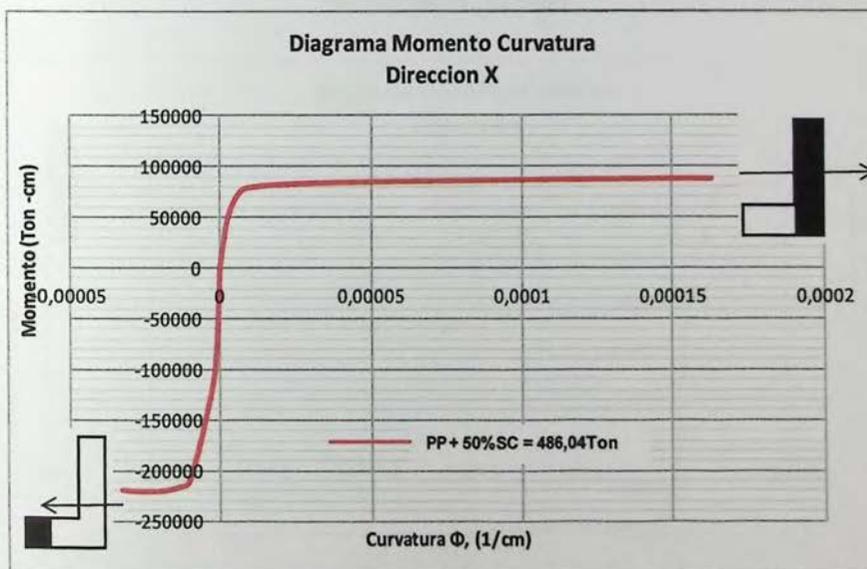


Figura 4.6. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección X muro P22
Fuente: Elaboración Propia

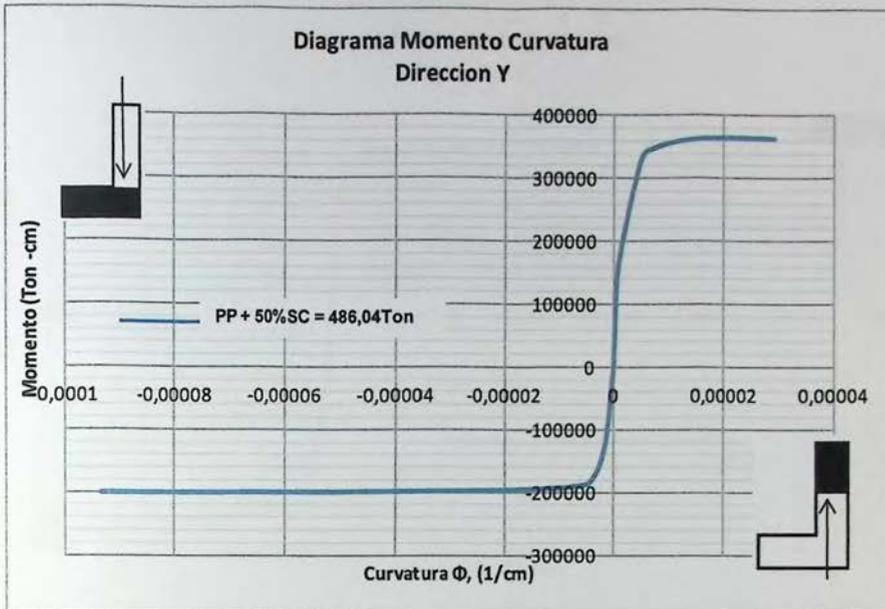


Figura 4.7. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección Y muro P22
Fuente: Elaboración Propia

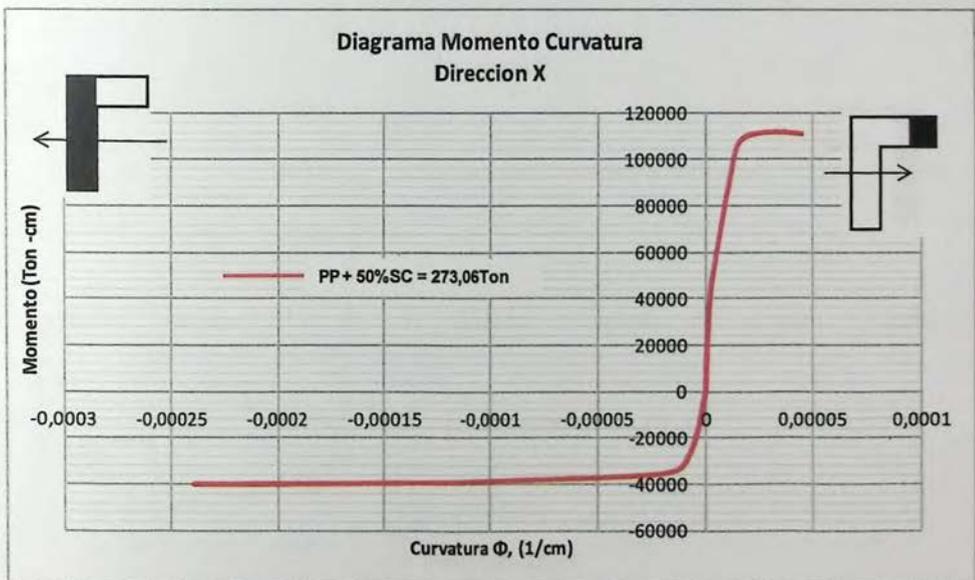


Figura 4.8. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección X muro P9
Fuente: Elaboración Propia

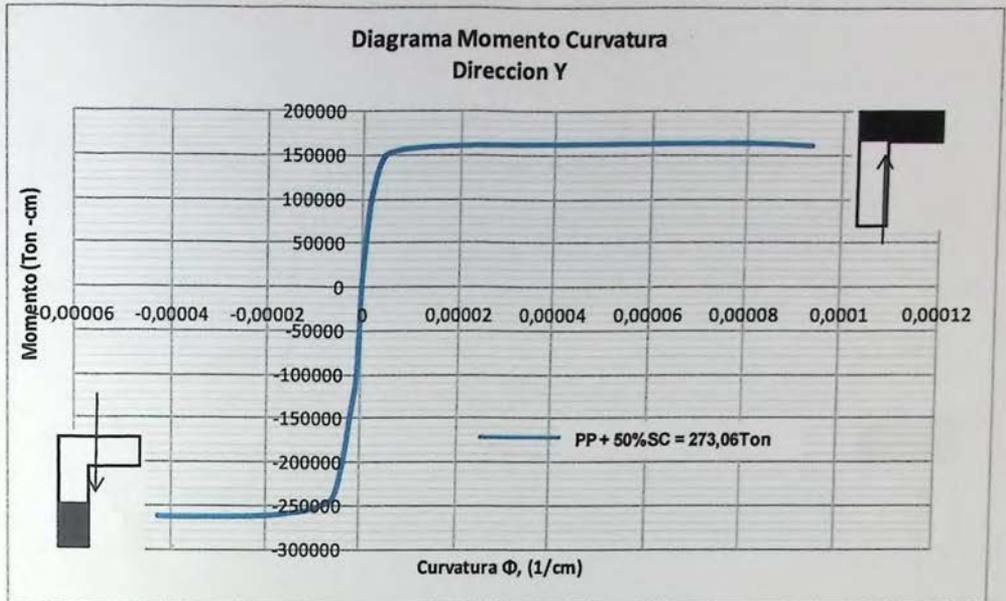


Figura 4.9. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección Y muro P9

Fuente: Elaboración Propia

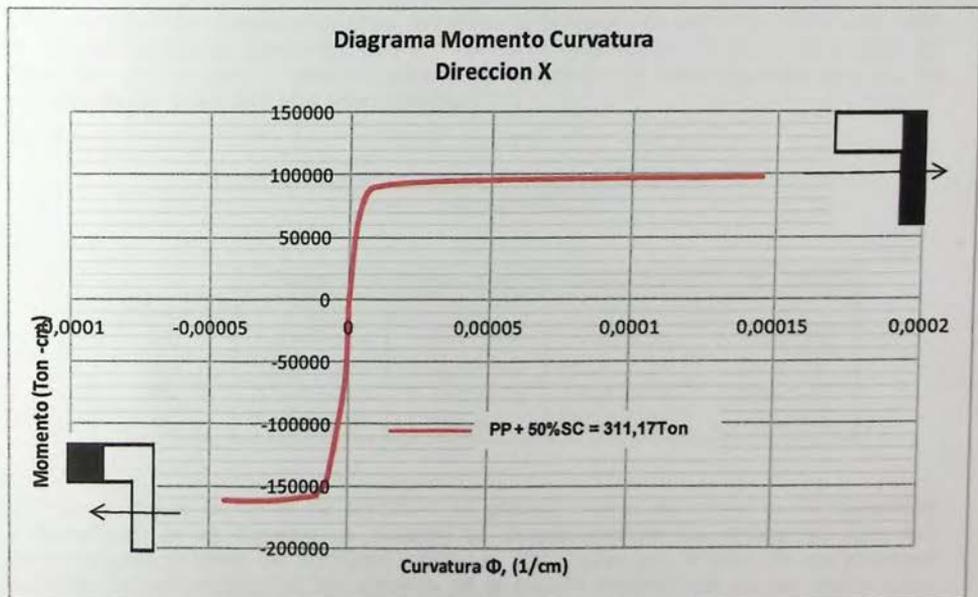


Figura 4.10. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección X muro P5

Fuente: Elaboración Propia

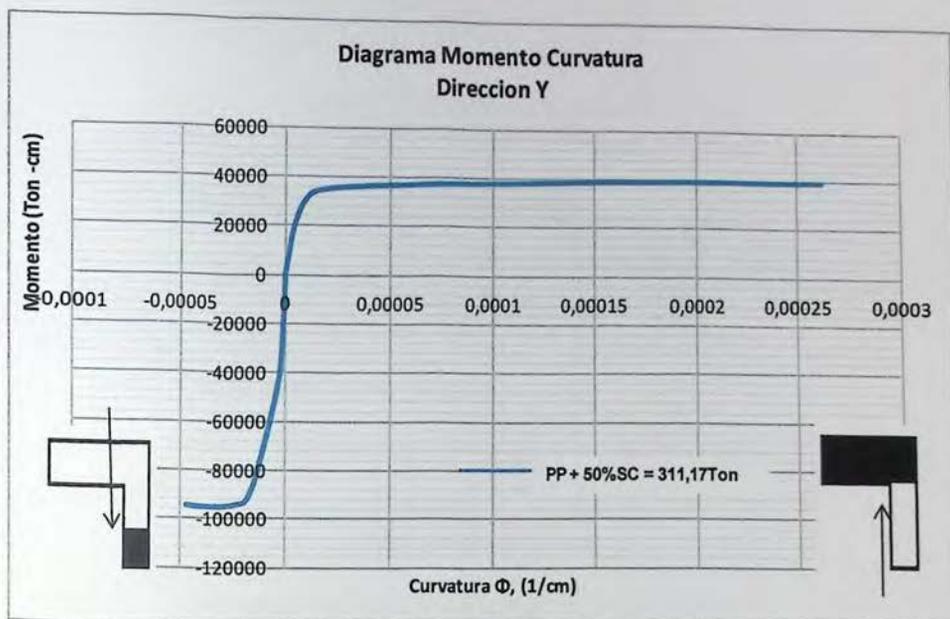


Figura 4.11. Diagrama Momento y Curvatura, Dirección Y muro P5

Fuente: Elaboración Propia

Con los diagramas obtenidos podemos determinar la capacidad de deformación de cada muro, la cual tendrá que ser comparada con la demanda de deformación mostrada en la tabla 4.6, para así, verificar que el refuerzo provisto es adecuado. La tabla siguiente muestra las curvaturas últimas de los muros seleccionados.

Tabla 4.7. Curvatura Última muros P11, P22, P5 y P9

Fuente: Elaboración Propia

| Muro | Curvatura Última ϕ_x (1/cm) | | Curvatura Última ϕ_y (1/cm) | |
|------|----------------------------------|-------------|----------------------------------|-------------|
| | 0° | 180° | 90° | 270° |
| P22 | 0,000162900 | 0,000032860 | 0,000029350 | 0,000093360 |
| P11 | 0,000021350 | 0,000021350 | 0,000120200 | 0,000027970 |
| P9 | 0,000045580 | 0,000239200 | 0,000093410 | 0,000042860 |
| P5 | 0,000144900 | 0,000044640 | 0,000261600 | 0,000047140 |

Debido a que la demanda de curvatura en algunos muros es mayor a su capacidad (dependiendo de la dirección de análisis) se deberá confinar los muros, ya que, las deformaciones unitarias del hormigón superan el 3‰, motivo por el cual, se les proveerá estribos de confinamiento en los extremos de la sección comprimidas de los muros, para aumentar así su capacidad de deformación y lograr una ductilidad adecuada.

La armadura de refuerzo de confinamiento se dispuso de acuerdo al Decreto Supremo N°60 (Ver punto 3.3.5 del presente trabajo). Los cálculos se resumen en las tablas 4.8 a 4.11.

Tabla 4.8. Confinamiento en muro P11

Fuente: Elaboración Propia

| Muro P11 | Dirección | |
|---------------------|-----------|-------------|
| Eje neutro C (cm) | 0° | 187,35 |
| | 180° | 187,35 |
| | 90° | 9,98 |
| | 270° | 143,01 |
| Long. borde Cc (cm) | 0° | No Requiere |
| | 180° | No Requiere |
| | 90° | No Requiere |
| | 270° | 35,28 |

Tabla 4.9. Confinamiento en muro P22

Fuente: Elaboración Propia

| Muro P22 | Dirección | |
|---------------------|-----------|-------------|
| Eje neutro C (cm) | 0° | 8,59 |
| | 180° | 121,73 |
| | 90° | 136,29 |
| | 270° | 15,00 |
| Long. borde Cc (cm) | 0° | No Requiere |
| | 180° | 52,30 |
| | 90° | No Requiere |
| | 270° | No Requiere |

Tabla 4.10. Confinamiento en muro P9

Fuente: Elaboración Propia

| Muro P9 | Dirección | |
|---------------------|-----------|-------------|
| Eje neutro C (cm) | 0° | 87,76 |
| | 180° | 6,27 |
| | 90° | 16,06 |
| | 270° | 93,33 |
| Long. borde Cc (cm) | 0° | 56,26 |
| | 180° | No Requiere |
| | 90° | No Requiere |
| | 270° | No Requiere |

Tabla 4.11. Confinamiento en muro P5
Fuente: Elaboración Propia

| Muro P5 | Dirección | |
|---------------------|-----------|-------------|
| Eje neutro C (cm) | 0° | 13,80 |
| | 180° | 89,61 |
| | 90° | 7,65 |
| | 270° | 84,85 |
| Long. borde Cc (cm) | 0° | No Requiere |
| | 180° | No Requiere |
| | 90° | No Requiere |
| | 270° | 57,52 |

De las tablas anteriores, se presenta el valor del eje neutro (C) de los muros, según la dirección de análisis, el cual representa la distancia requerida para el equilibrio de las fuerzas de compresión y tracción que actúan en los muros. Además este parámetro se requiere para saber cuánto es necesario confinar los muros. Por otra parte, el valor de la longitud de borde (C_c) representa la distancia a confinar de los muros, según la dirección de análisis. Con el valor de esta longitud, se le dispone estribos de confinamiento a los muros, para aumentar su capacidad de deformación, y así, lograr superar la demanda a la que es sometido.

Por tanto, al igual que los muros diseñados en el capítulo III, los muros diseñados con la metodología propuesta requieren confinamiento en los bordes en una sola dirección de análisis. Por lo tanto, se dispondrán estribos Φ10 a 10, más trabas Φ10 a 15 a todo lo largo de la longitud de confinamiento mostrada en las tablas anteriores con un espesor de muro igual a 30 cm.

Una vez confinada los bordes de los muros (según dirección de análisis) se ha verificado que la deformación unitaria del hormigón y del acero se encuentra dentro de los rangos permitidos.

4.4.4. Armadura Horizontal de los Muros

La armadura de corte se obtendrá mediante el método de diseño por capacidad propuesto por Paulay & Priestley (Ref. 17) para muros en voladizo, en el cual se requiere determinar la demanda corte asociada al mecanismo de falla impuesto en la metodología propuesta.

Primero se define un factor de sobre - resistencia en flexión (Φ_{o,w}) dado por la ecuación 4.5. De esta forma se cuantifica el exceso de resistencia a flexión otorgada al muro, en el diseño con respecto al momento requerido según el análisis lineal.

$$\Phi_{o,w} = \frac{M_{o,w}}{M_E} = \frac{\lambda_o \times M_{n,w}}{M_E} \quad \text{Ec. (4.5)}$$

Donde:

M_{o,w}: Momento Resistente en la base del muro.

M_E: Momento proveniente del análisis elástico.

λ_o: Factor de sobre resistencia (1.25).

M_{n,w}: Momento nominal en la base del muro para la carga axial de diseño.

La siguiente figura resume el método simplificado propuesto por Paulay & Priestley (Ref. 17)

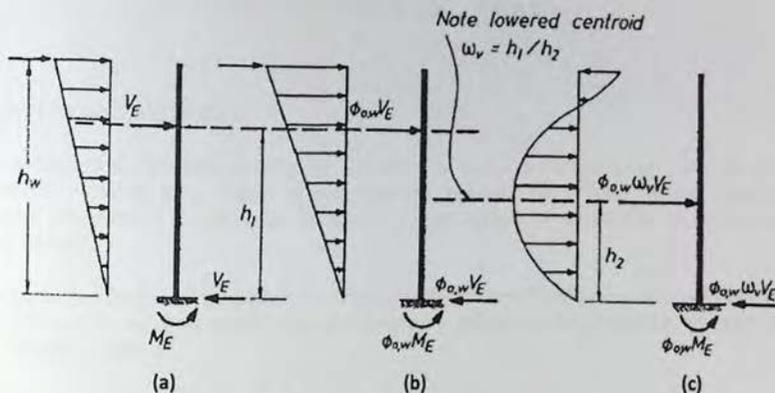


Figura 4.12. Diseño por Capacidad en muros

Fuente: Paulay & Priestley

De la figura 4.12, se tiene lo siguiente:

- Distribución típica de las fuerzas laterales según normas de diseño, similar a las fuerzas inerciales asociadas al primer modo de respuesta. Se calcula la resultante de corte V_E a una altura h_1 y el momento en la base es M_E .
- Se supone que el muro alcanza el momento resistente $M_n = \Phi_{o,w} M_E$ en la base, y que la distribución de fuerza mantiene su forma, el corte en la base es $V_w = \Phi_{o,w} V_E$, donde $\Phi_{o,w}$ es el factor de sobre-resistencia a flexión.
- Por la influencia de los modos superiores durante la respuesta dinámica, la distribución de fuerzas podría ser diferente, capaz de desarrollar una resistencia a flexión en la base del muro. La altura de la resultante horizontal es $h_2 < h_1$. Se introduce un factor de amplificación dinámica $\omega_v = h_1/h_2$. Si h_2 es la nueva ubicación de la resultante, el corte aumenta a $V_w = \omega_v \Phi_{o,w} V_E$.

De lo anterior, según el método propuesto por Paulay & Priestley, el corte en la base del muro viene dado por la ecuación 4.6.

$$V_w = V_{\text{capacidad}} = \omega_v \Phi_{o,w} V_E \quad \text{Ec. (4.6)}$$

Donde:

- $V_{\text{capacidad}}$: Corte en la base del muro.
- $\Phi_{o,w}$: Factor de sobre resistencia a flexión.
- V_E : Corte proveniente del análisis elástico.
- ω_v : Factor de amplificación dinámica.

Se puede determinar el valor de ω_v , en función del número de pisos (n) de la estructura, para el caso de edificios estructurados con muros, la ecuación 4.7 estima este valor (Ref. 17).

$$\omega_v = 0,9 + n/10; \quad n \leq 6 \quad \text{Ec. (4.7)}$$

$$\omega_v = 1,3 + n/30 \leq 1,8; \quad n > 6$$

Donde:

n: Números de pisos del edificio.

Para la armadura de refuerzo al corte se consideró la sección completa del muro en el cálculo del momento nominal (M_n), según la dirección del análisis, se obtuvo de los diagramas de interacción utilizando la carga axial de diseño. Esta carga se estimó en el punto 3.3.5 del presente trabajo.

En las figuras siguientes se muestran los diagramas de interacción de los muros seleccionados, mostrando la carga axial de diseño con el momento nominal correspondiente, en color amarillo y verde respectivamente.

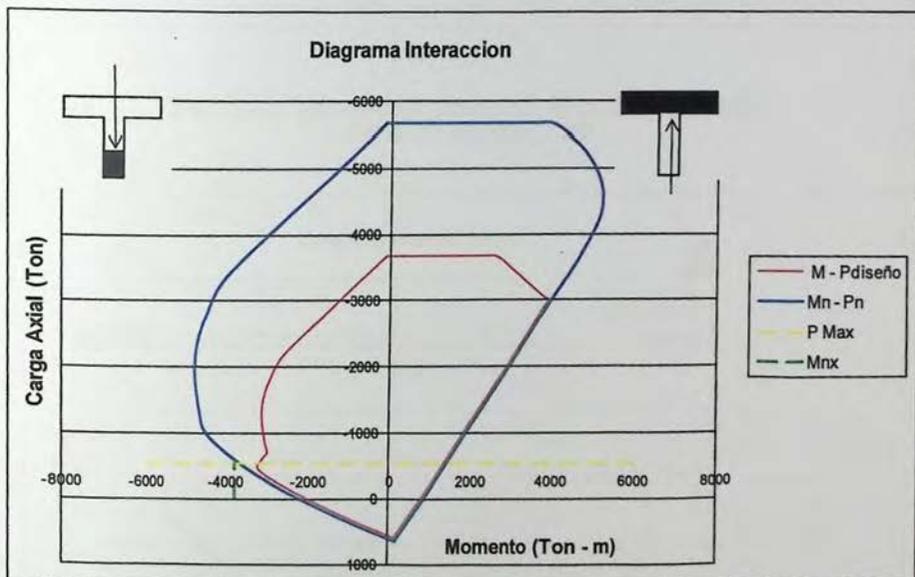


Figura 4.13. Diagrama de Interacción, Dirección Y, Muro P11
Fuente: Elaboración Propia

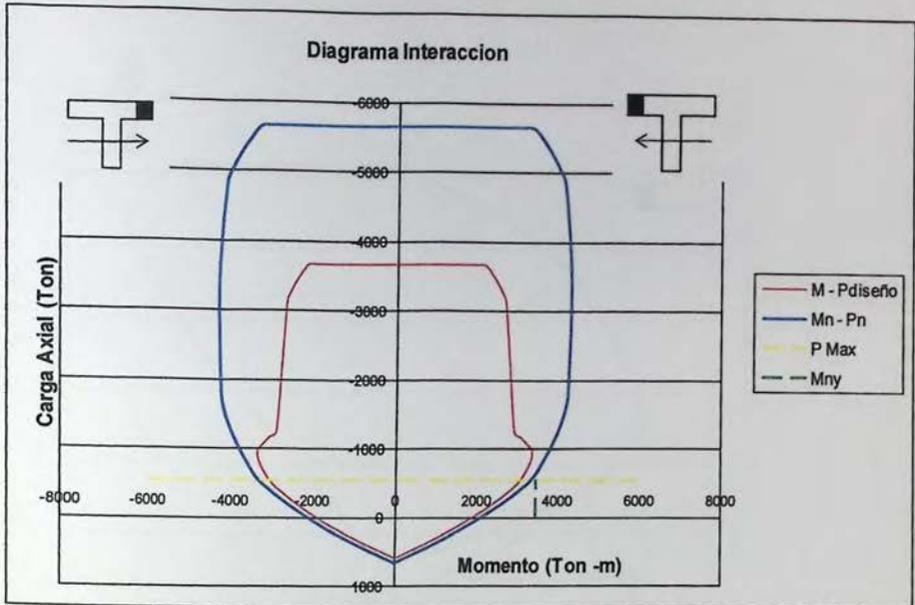


Figura 4.14. Diagrama de Interacción, Dirección X, Muro P11
Fuente: Elaboración Propia

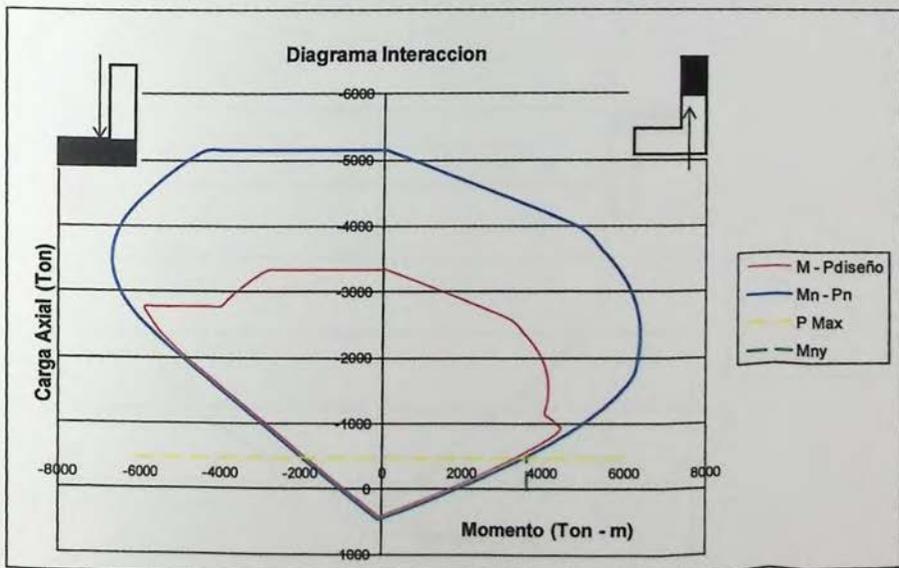


Figura 4.15. Diagrama de Interacción, Dirección Y, Muro P22
Fuente: Elaboración Propia

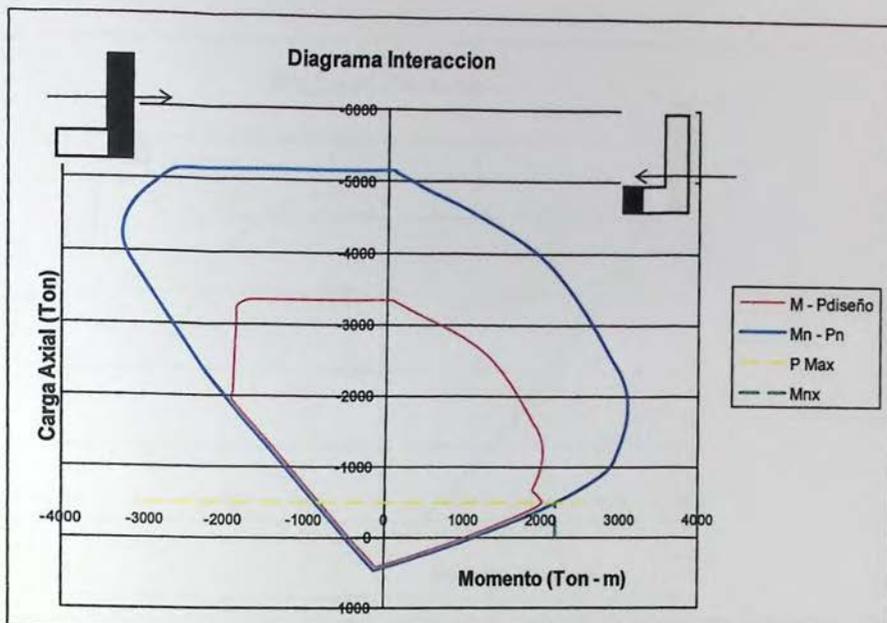


Figura 4.16. Diagrama de Interacción, Dirección X, Muro P22
 Fuente: Elaboración Propia

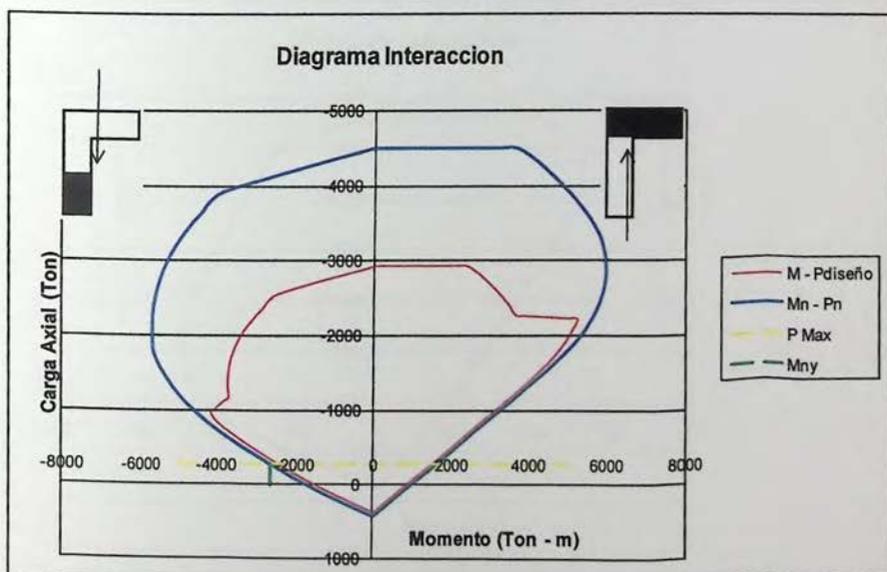


Figura 4.17. Diagrama de Interacción, Dirección Y, Muro P9
 Fuente: Elaboración Propia

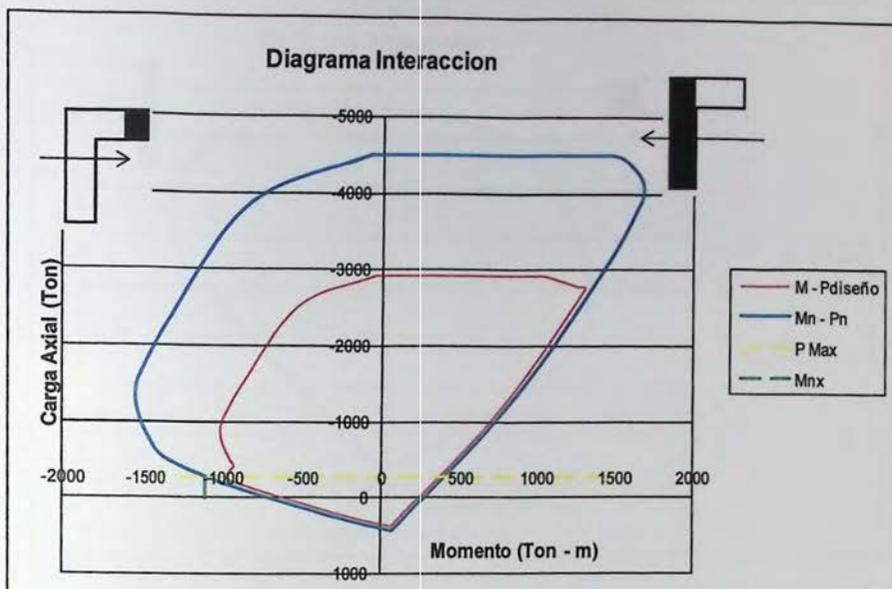


Figura 4.18. Diagrama de Interacción, Dirección X, Muro P9

Fuente: Elaboración Propia

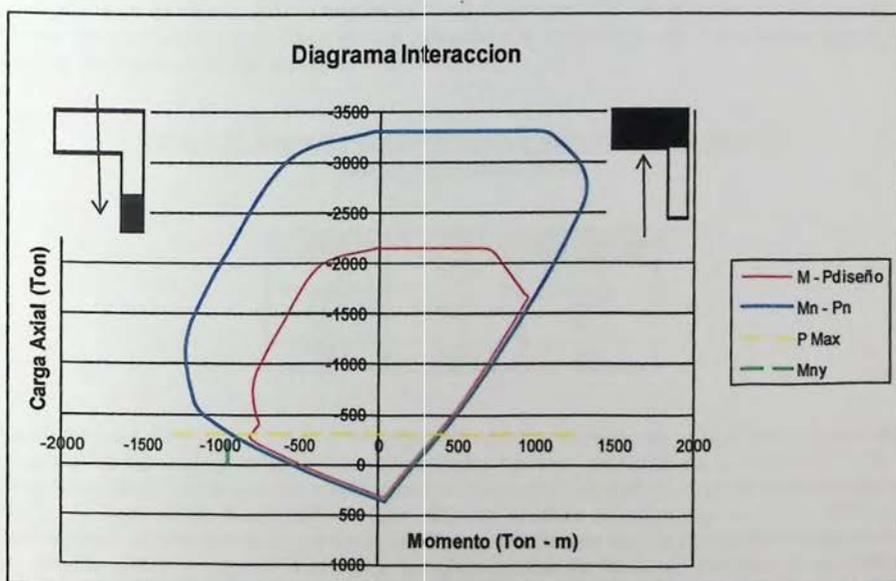


Figura 4.19. Diagrama de Interacción, Dirección Y, Muro P5

Fuente: Elaboración Propia

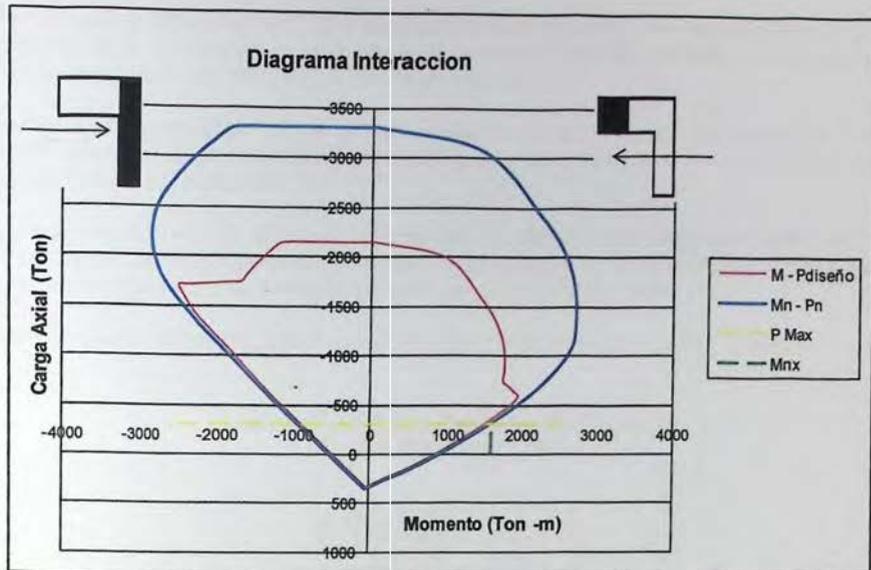


Figura 4.20. Diagrama de Interacción, Dirección X, Muro P5
Fuente: Elaboración Propia

De las figuras anteriores, se obtiene el momento nominal en la base de los muros, asociados a su carga axial de diseño. Este momento es multiplicado por 1,25, obteniendo como resultado el momento nominal probable (M_{np}), el cual representa la resistencia real a flexión que tienen los muros. En la tabla 4.12, se muestran dichos valores.

Tabla 4.12. Momento nominal Probable muros P11, P22, P5 y P9
Fuente: Elaboración Propia

| Muro | M_{rpx} (Ton-m) | M_{npy} (Ton-m) |
|------|-------------------|-------------------|
| P11 | 3453 | 3794 |
| P22 | 2190 | 3630 |
| P9 | 1110 | 2615 |
| P5 | 1600 | 946 |

La resistencia nominal al corte (V_n) se determinó como se expresa en la ecuación 3.2, en tanto, el corte V_e , se obtuvo relacionando el momento nominal probable de la tabla 4.12 con la resultante de la fuerza que se produce con la respuesta del edificio igual al primer modo de vibrar, es decir, con la fuerza cortante igual al 2/3 de la altura del muro (figura 4.12a). Si bien no corresponde afirmar que la respuesta del edificio predominante será la del período fundamental, se acepta debido a que los efectos de los otros modos de vibrar se incluyen en el análisis mediante un factor de amplificación dinámica.

Además para el cálculo del corte por capacidad el factor de sobre - resistencia a flexión $\Phi_{o,w}$ se considero igual 1, porque en este caso, el momento nominal probable corresponde a la resistencia a flexión real del refuerzo dispuesto a flexión.

A continuación en la tabla 4.13, se determina el factor de amplificación dinámica de los muros, el cual considera la participación de los modos de vibrar superiores del edificio, para luego obtener el corte por capacidad.

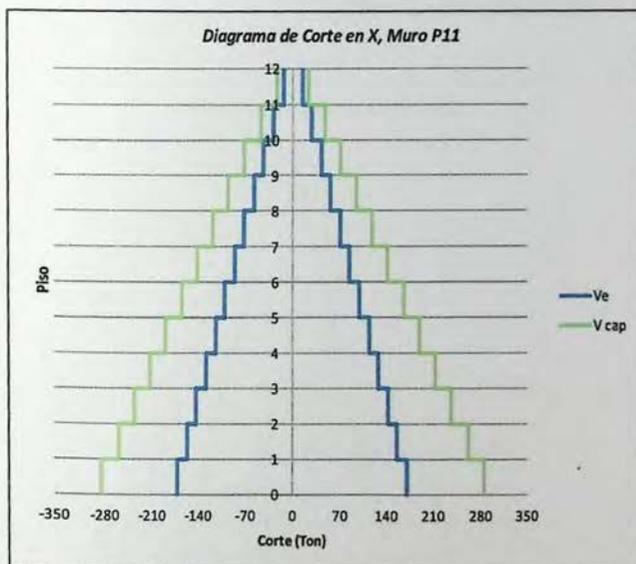
En las figuras 4.21 a 4.28, se muestra el corte por piso de cada muro según la relación obtenida del momento nominal probable con la resultante de la fuerza de corte ubicada a 2/3 de la altura de los muros. Este corte se distribuye en altura según la masa de cada muro.

Finalmente la armadura de corte de los muros seleccionados se presenta en la tabla 4.14.

Tabla 4.13. Factor de Amplificación dinámica

Fuente: Elaboración Propia

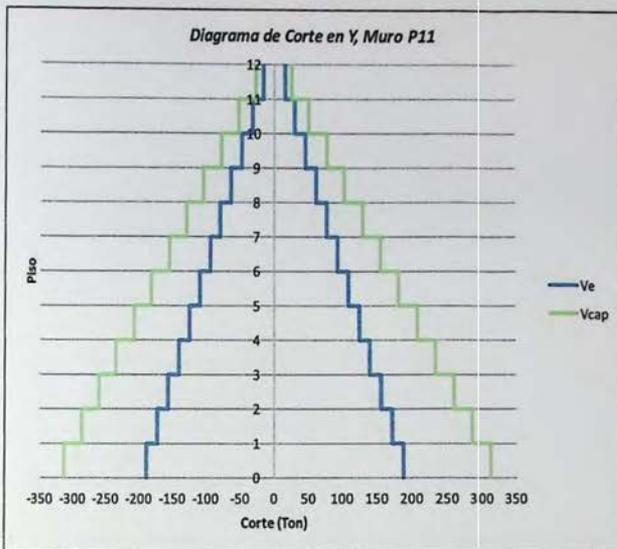
| | |
|------------|------|
| N° pisos | 12 |
| ω_v | 1,66 |



| pisos | Ve | Vcap |
|-------|--------|--------|
| 12 | 14,27 | 23,69 |
| 11 | 28,55 | 47,39 |
| 10 | 42,82 | 71,08 |
| 9 | 57,09 | 94,77 |
| 8 | 71,37 | 118,47 |
| 7 | 85,64 | 142,16 |
| 6 | 99,91 | 165,86 |
| 5 | 114,19 | 189,55 |
| 4 | 128,46 | 213,24 |
| 3 | 142,73 | 236,94 |
| 2 | 157,01 | 260,63 |
| 1 | 171,28 | 284,32 |

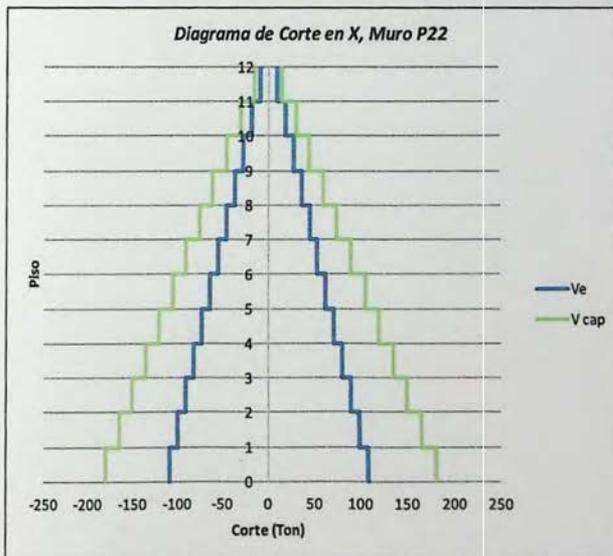
Figura 4.21. Corte en X, Muro P11

Fuente: Elaboración Propia



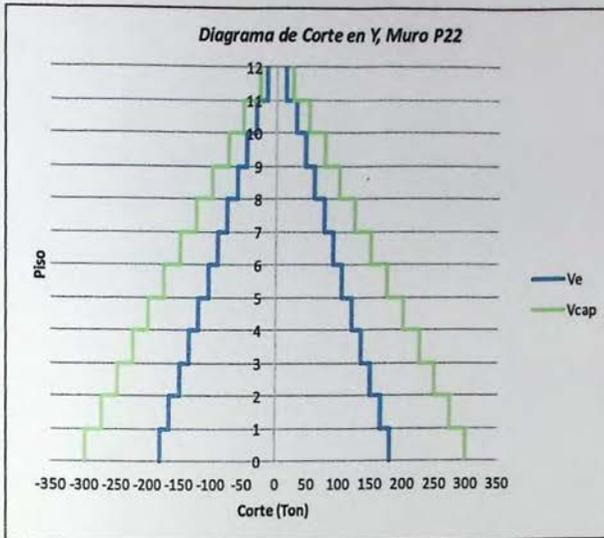
| pisos | Ve | Vcap |
|-------|--------|--------|
| 12 | 15,70 | 26,05 |
| 11 | 31,39 | 52,11 |
| 10 | 47,09 | 78,16 |
| 9 | 62,78 | 104,22 |
| 8 | 78,48 | 130,27 |
| 7 | 94,17 | 156,32 |
| 6 | 109,87 | 182,38 |
| 5 | 125,56 | 208,43 |
| 4 | 141,26 | 234,49 |
| 3 | 156,95 | 260,54 |
| 2 | 172,65 | 286,60 |
| 1 | 188,34 | 312,65 |

Figura 4.22. Corte en Y, Muro P11
Fuente: Elaboración Propia



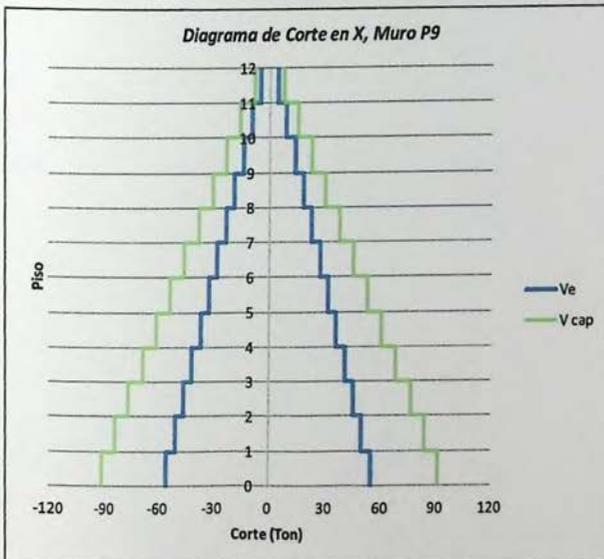
| pisos | Ve | Vcap |
|-------|--------|--------|
| 12 | 9,05 | 15,03 |
| 11 | 18,11 | 30,05 |
| 10 | 27,16 | 45,08 |
| 9 | 36,21 | 60,11 |
| 8 | 45,26 | 75,14 |
| 7 | 54,32 | 90,16 |
| 6 | 63,37 | 105,19 |
| 5 | 72,42 | 120,22 |
| 4 | 81,47 | 135,25 |
| 3 | 90,53 | 150,27 |
| 2 | 99,58 | 165,30 |
| 1 | 108,63 | 180,33 |

Figura 4.23. Corte en X, Muro P22
Fuente: Elaboración Propia



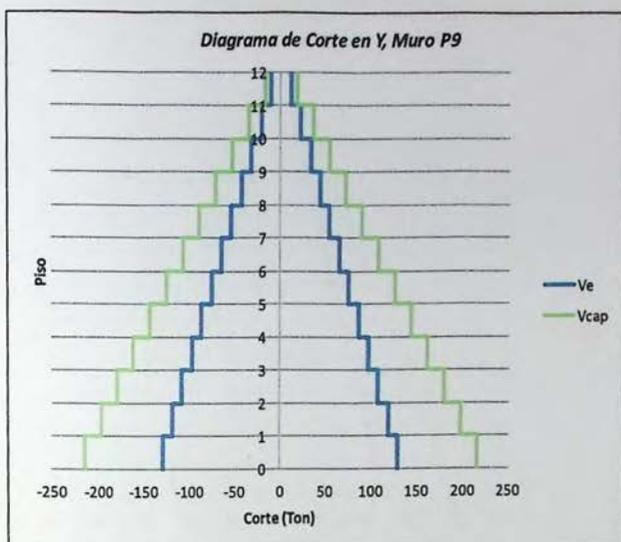
| pisos | Ve | Vcap |
|-------|--------|--------|
| 12 | 15,00 | 24,91 |
| 11 | 30,01 | 49,82 |
| 10 | 45,01 | 74,72 |
| 9 | 60,02 | 99,63 |
| 8 | 75,02 | 124,54 |
| 7 | 90,03 | 149,45 |
| 6 | 105,03 | 174,36 |
| 5 | 120,04 | 199,27 |
| 4 | 135,04 | 224,17 |
| 3 | 150,05 | 249,08 |
| 2 | 165,05 | 273,99 |
| 1 | 180,06 | 298,90 |

Figura 4.24. Corte en Y, Muro P22
Fuente: Elaboración Propia



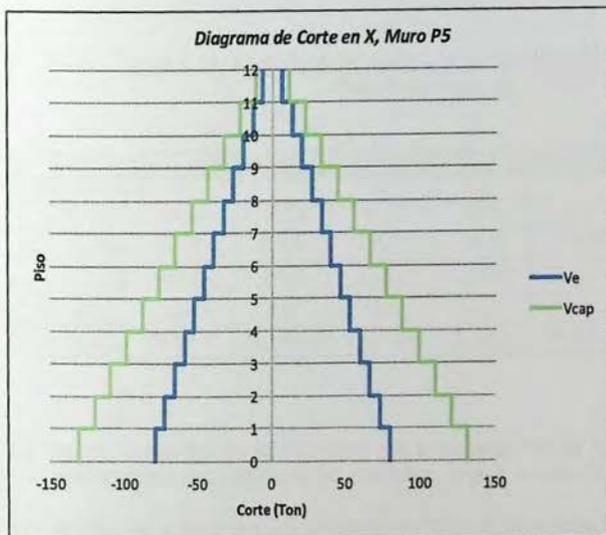
| pisos | Ve | Vcap |
|-------|-------|-------|
| 12 | 4,59 | 7,62 |
| 11 | 9,18 | 15,23 |
| 10 | 13,76 | 22,85 |
| 9 | 18,35 | 30,47 |
| 8 | 22,94 | 38,08 |
| 7 | 27,53 | 45,70 |
| 6 | 32,12 | 53,32 |
| 5 | 36,71 | 60,93 |
| 4 | 41,29 | 68,55 |
| 3 | 45,88 | 76,17 |
| 2 | 50,47 | 83,78 |
| 1 | 55,06 | 91,40 |

Figura 4.25. Corte en X, Muro P9
Fuente: Elaboración Propia



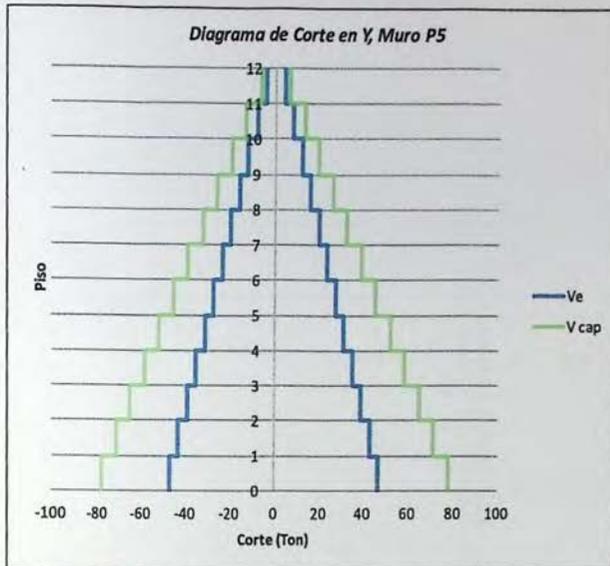
| pisos | Ve | Vcap |
|-------|--------|--------|
| 12 | 10,81 | 17,94 |
| 11 | 21,62 | 35,89 |
| 10 | 32,43 | 53,83 |
| 9 | 43,24 | 71,77 |
| 8 | 54,05 | 89,72 |
| 7 | 64,86 | 107,66 |
| 6 | 75,67 | 125,60 |
| 5 | 86,47 | 143,55 |
| 4 | 97,28 | 161,49 |
| 3 | 108,09 | 179,44 |
| 2 | 118,90 | 197,38 |
| 1 | 129,71 | 215,32 |

Figura 4.26. Corte en Y, Muro P9
Fuente: Elaboración Propia



| pisos | Ve | Vcap |
|-------|-------|--------|
| 12 | 6,61 | 10,98 |
| 11 | 13,23 | 21,96 |
| 10 | 19,84 | 32,94 |
| 9 | 26,46 | 43,92 |
| 8 | 33,07 | 54,89 |
| 7 | 39,68 | 65,87 |
| 6 | 46,30 | 76,85 |
| 5 | 52,91 | 87,83 |
| 4 | 59,52 | 98,81 |
| 3 | 66,14 | 109,79 |
| 2 | 72,75 | 120,77 |
| 1 | 79,37 | 131,75 |

Figura 4.27. Corte en X, Muro P5
Fuente: Elaboración Propia



| pisos | Ve | Vcap |
|-------|-------|-------|
| 12 | 3,91 | 6,49 |
| 11 | 7,82 | 12,98 |
| 10 | 11,73 | 19,47 |
| 9 | 15,64 | 25,96 |
| 8 | 19,55 | 32,46 |
| 7 | 23,46 | 38,95 |
| 6 | 27,37 | 45,44 |
| 5 | 31,28 | 51,93 |
| 4 | 35,19 | 58,42 |
| 3 | 39,10 | 64,91 |
| 2 | 43,01 | 71,40 |
| 1 | 46,92 | 77,89 |

Figura 4.28. Corte en Y, Muro P5
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.14. Armadura de corte por capacidad muro P11, P22, P5 y P9
Fuente: Elaboración Propia

| Muro | P11 | | P22 | | P9 | | P5 | |
|-----------------------|----------------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|-----------------|
| | Y | X | Y | X | Y | X | Y | X |
| V_o (Ton) | 188,34 | 171,28 | 180,06 | 108,63 | 129,71 | 55,06 | 46,92 | 79,37 |
| $V_{capacidad}$ (Ton) | 312,65 | 284,32 | 298,90 | 180,33 | 215,32 | 91,40 | 77,89 | 131,75 |
| ρ_t | 0,0021 | 0,0036 | 0,0042 | 0,0006 | 0,0047 | -0,0007 | -0,0003 | 0,0024 |
| As (cm ²) | 5,29 | 8,88 | 12,45 | 1,52 | 14,04 | minima | minima | 7,19 |
| Refuerzo | DM Φ 8A15 | DM Φ 10A15 | DM Φ 10A10 | DM Φ 8A20 | DM Φ 10A10 | DM Φ 8A20 | DM Φ 8A20 | DM Φ 10A20 |

En las siguientes figuras se muestran las armaduras de los muros seleccionados del edificio, con sus refuerzos correspondientes y detalles, según la metodología propuesta.

Por simplicidad y dado que las secciones críticas de los muros, están en la base, se mantiene el diseño calculado para el primer piso en toda la altura de los muros.

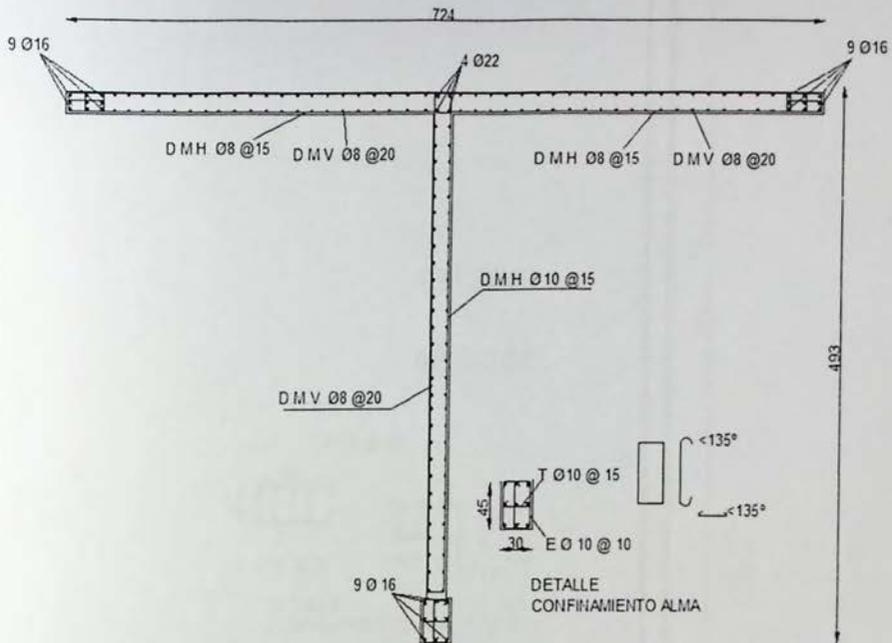


Figura 4.29. Armadura para Muro P11
Fuente: Elaboración Propia

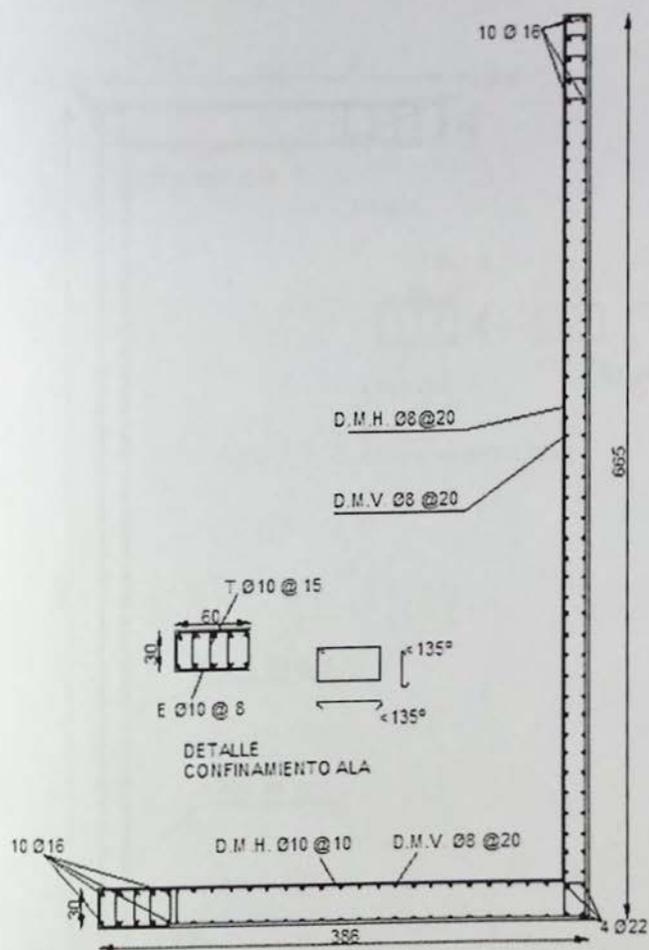


Figura 4.30. Armadura para Muro P22
 Fuente: Elaboración Propia

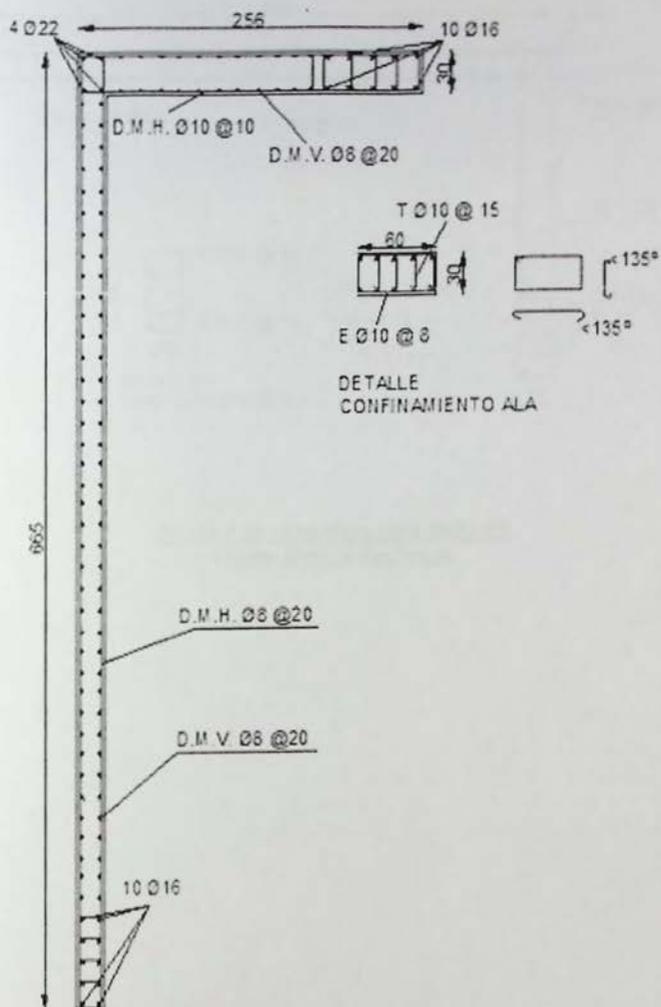


Figura 4.31. Armadura para Muro P9
Fuente: Elaboración Propia

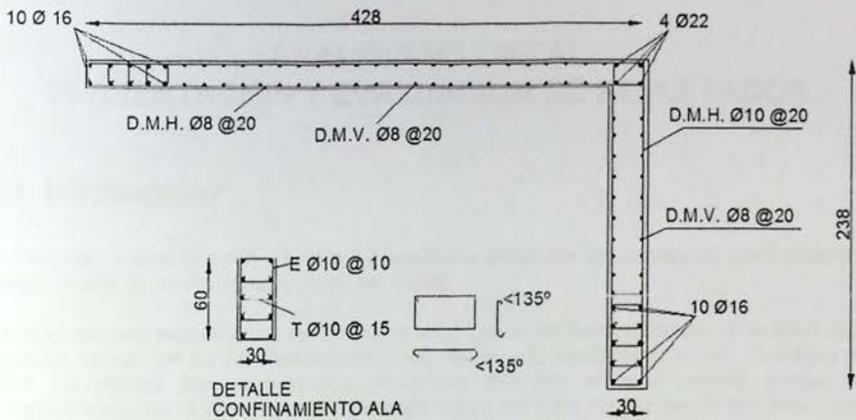


Figura 4.32. Armadura para Muro P5
 Fuente: Elaboración Propia

CAPITULO V

ANALISIS NO LINEAL

PRESENTACION Y EVALUACION DE RESULTADOS

5.1. Introducción

El presente capítulo muestra y evalúa los resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico realizado para los muros seleccionados del edificio.

La presentación y evaluación de resultados se hace a partir del desempeño global de los muros, para ello, se analizan los desplazamientos, corte, flexión y demanda de ductilidad. El análisis no lineal se efectuó con el programa *Ruaumoko* (Ref.20), el cual permite evaluar el comportamiento de la estructura considerando varios modelos de histéresis, que incluyen la degradación de la rigidez, amortiguamiento y resistencia (Ref. 19).

5.2. Parámetros Generales

Para la modelación no lineal de los muros seleccionados, es indispensable utilizar un modelo matemático que represente lo más fielmente posible el comportamiento histérico del elemento, sometido a cargas sísmicas. A continuación se resumen los parámetros considerados.

5.2.1. Rigidez

La figura 5.1 muestra una curva general de fuerza-desplazamiento con las rigideces más importantes a considerar mediante las distintas reglas de histéresis. Estas rigideces están directamente relacionadas con las propiedades de la sección transversal del elemento (área, inercia) y las propiedades mecánicas de los materiales (módulo de elasticidad, módulo de corte, resistencias a compresión y tracción).

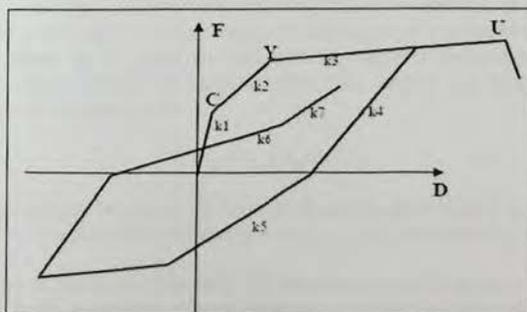


Figura 5.1. Rigideces en curva general fuerza - desplazamiento
Fuente: Elaboración propia

De la figura anterior se pueden distinguir fundamentalmente 7 rigideces; donde k_1 es la rigidez inicial de la sección no agrietada, k_2 es la rigidez post-agrietamiento, k_3 es la rigidez post-fluencia, k_4 es la rigidez de descarga, k_5 es la rigidez de recarga, k_6 es la rigidez de recarga con grieta abierta y k_7 es la rigidez de recarga una vez que la grieta producida por la carga en la otra dirección, se ha cerrado.

5.2.2. Resistencia

La resistencia depende fundamentalmente de las propiedades de los materiales que forman la sección transversal del elemento y se pueden definir mediante los puntos C (agrietamiento), Y (fluencia) y U (último) de la figura 5.1.

El punto de agrietamiento denominado C en la curva de la figura 5.1 está definido por el quiebre entre la pendiente con rigidez k_1 de la sección sin agrietar y la pendiente con rigidez k_2 post-agrietamiento (Se alcanza el máximo esfuerzo a tracción del hormigón). El punto de fluencia Y está definido por el quiebre entre las pendientes post-agrietamiento con rigidez k_2 y la pendiente post-fluencia con rigidez k_3 (El acero de refuerzo alcanza su esfuerzo de fluencia). El punto último de resistencia está definido por U, que representa el punto donde el elemento falla.

5.2.3. Amortiguamiento

Para definir las fuerzas de amortiguamiento en la estructura, se supone que estas fuerzas son del tipo viscoso, y por simplicidad la matriz de amortiguamiento de la estructura usualmente se calcula como una combinación de la matriz de rigidez y de masa, procedimiento que lleva al conocido amortiguamiento de Rayleigh, que involucra la participación de dos modos (frecuencias) de vibración con sus respectivas razones de amortiguamiento definida como sigue:

$$C = \alpha M + \beta K$$

En el presente trabajo la construcción de la matriz de amortiguamiento [C], se consideró el amortiguamiento tipo Rayleigh usando la matriz de rigidez inicial (K_0) y 5% del amortiguamiento crítico para los modos de vibrar 1 y 4.

5.2.4. Regla de Histéresis SINA

Este modelo usa una curva primaria trilineal asimétrica con respecto al origen. La curva de carga básicamente esta dirigida hacia el máximo punto alcanzado anteriormente en esa misma dirección. La pendiente de la curva de descarga se degrada dependiendo de la deflexión máxima alcanzada anteriormente en cualquier dirección, según una función exponencial. La rigidez de descarga se expresa como:

$$K_u = K_0 \times (d_y/d_m)^\alpha$$

Donde, K_0 es la pendiente del punto de fluencia, d_y es la deformación por fluencia, d_m es la deformación máxima obtenida en dirección de la carga, α es una constante que se asume 0.5.

Este modelo incluye el efecto del "Pinching" (El esfuerzo cortante causa una disminución en la rigidez en el cierre de las grietas provocando el estrangulamiento en los ciclos)

En la figura siguiente se presenta la regla de histéresis utilizada en la modelación e incorporada en el programa *Ruaumoko*.

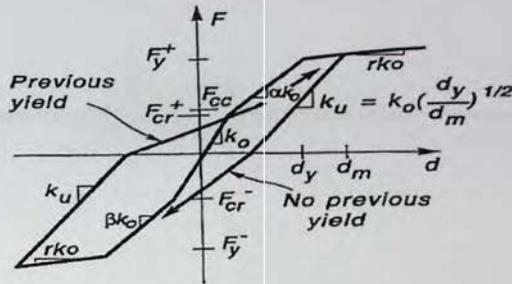


Figura 5.2. Regla de Histéresis SINA
Fuente: Ruaumoko

5.3. Registros de Aceleración Considerados

Para el análisis no lineal tiempo historia se requiere un registro de aceleraciones consistente con la sismicidad de la zona de emplazamiento de la estructura analizada, en este caso, el edificio en estudio se ubica en la V región de Valparaíso sobre suelo tipo D, por lo que el análisis se realizará con registros compatibles con la zona sísmica y tipo de suelo.

En el presente trabajo usaremos 3 registros de aceleraciones correspondientes al sismo del 27 de Febrero del 2010 y un registro del sismo del 3 marzo de 1985. Sus características se presentan en la tabla 5.1 y en las figuras 5.3 a 5.6 se muestra cada registro.

Tabla 5.1. Registros Sísmicos
Fuente: Servicio Sismológico U. de Chile

| Region | Localidad | Estacion | Denominacion | PGA (g) | Magnitud (Mw) |
|--------|--------------|----------|-------------------|---------|---------------|
| V | Llolleo | NOAA | llolleo | 0.62 | 7.8 |
| V | Viña | QDR | Componente EW | 0.334 | 8.8 |
| VII | Talca | SMA-1 | Componente Long. | 0.477 | 8.8 |
| VII | Constitucion | SMA-1 | Componente Trans. | 0.64 | 8.8 |

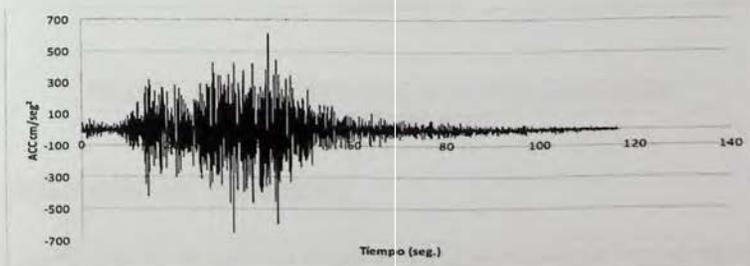


Figura 5.3. Registro aceleraciones sismo 1985, Llolleo
Fuente: Elaboración propia

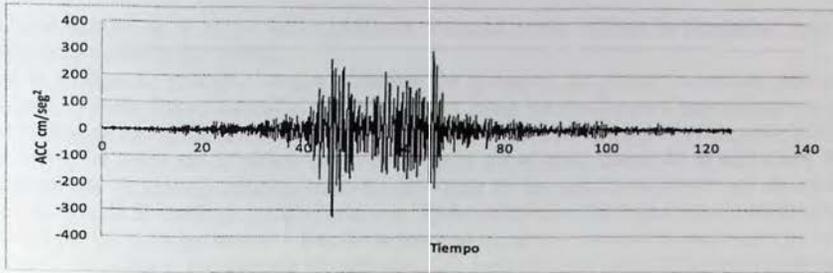


Figura 5.4. Registro aceleraciones sismo 2010, Viña
Fuente: Elaboración propia

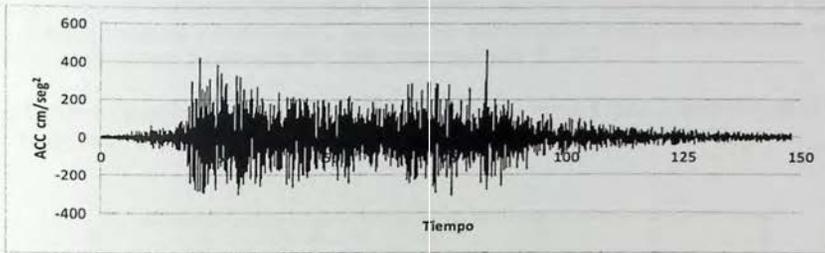


Figura 5.5. Registro aceleraciones sismo 2010, Talca
Fuente: Elaboración propia

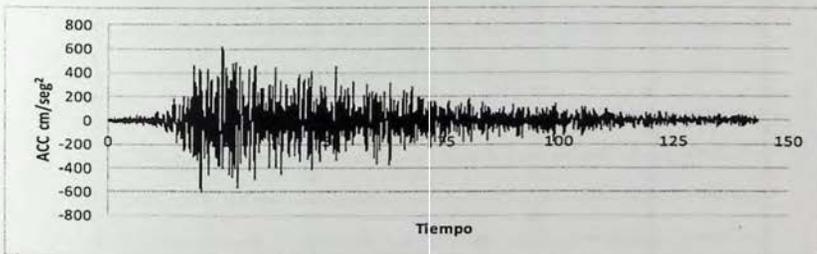


Figura 5.6. Registro aceleraciones sismo 2010, Constitución
Fuente: Elaboración propia

5.4. Modelación en Ruaumoko

Para el análisis inelástico de los muros del edificio fue necesario crear un modelo discreto en el programa Ruaumoko, se idealizó la estructura mediante un pórtico plano en una dirección unidos por vigas rígidas que representan la rigidez de la losa de los pisos. Para ello, se

modelaron los elementos como tipo barra, se definió a los muros como elementos tipo "BEAM COLUM" y a las vigas como "BEAM GIBERSON".

A cada sección se le asignó las propiedades elásticas, como: módulo de elasticidad, área de la sección y momento de inercia.

En el modelo se aplicaron cargas verticales de gravedad. El programa permite solo cargas nodales y están fueron aplicadas en los nodos de todos los niveles para representar las cargas verticales de los muros. Se asume que la masa del modelo se concentra en los pisos por lo que la matriz de masa se consideró diagonal formada por el peso propio de la estructura más la sobrecarga. El amortiguamiento como se menciona en las secciones anteriores, se considera con el modelo de Rayleigh, proporcional a la rigidez inicial con una fracción del amortiguamiento crítico del 5% para los modos 1 y 4. En el proceso de cálculo también se considera un análisis modal, que utiliza el algoritmo de Householder QR, para resolver las ecuaciones diferenciales.

Se empleó el método de integración de Newmark ($\beta = 0,25$) con un paso de integración igual a 0,001 segundos. No se toma en cuenta el análisis por efectos P-Delta. Las capacidades efectivas de las secciones fueron obtenidas mediante sus gráficas momentos y curvaturas. Para estas relaciones se empleo la regla de histéresis SINA descrita en la sección anterior. También se consideró la interacción fuerza axial – momento, donde el programa aproxima la superficie de fluencia mediante curvas lineales que unen las coordenadas de los puntos de carga axial (0, PYC), punto de falla balanceada (PB, MB) y tracción pura (0, PYT).

En la figura siguiente se presenta el modelo creado para llevar a cabo el análisis y en el anexo D se presenta el archivo con los datos de entrada ingresados al programa.

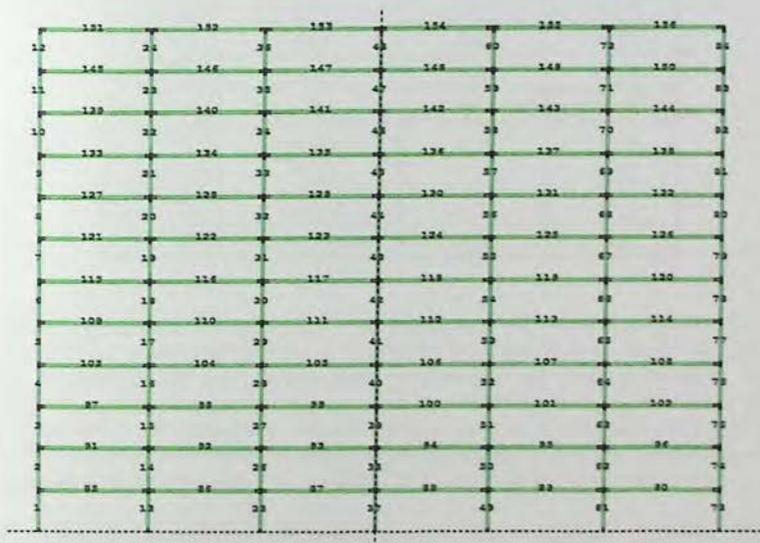


Figura 5.7. Modelo creado en Ruaumoko

Fuente: Elaboración propia

5.5. Resultados del Análisis no Lineal

De acuerdo a los objetivos del presente trabajo, los resultados analíticos que se requerirán son la comparación de ambas metodologías con la cual fueron diseñados los muros, los esfuerzos en el tiempo de cada elemento especialmente aquellos de flexión y corte, además de analizar las deformaciones, capacidad y ductilidad de los muros según el análisis no lineal efectuado en el programa Ruaumoko (Ref.20).

5.5.1. Análisis de Deformaciones y Capacidad

Para el análisis de deformación, se sometió a los muros seleccionados según cada metodología a un análisis en el tiempo usando los registros de aceleraciones mencionados anteriormente.

Se muestra en la tabla 5.2 el detalle de los resultados para la envolvente de deformaciones para ambas metodologías efectuado el análisis en la dirección X.

Tabla 5.2. Desplazamientos máximos en muros

Fuente: Elaboración Propia

| Diseño | Registro | Dirección x + (cm) | Dirección x - (cm) |
|---------|--------------|-----------------------|-----------------------|
| Chileno | Viña | 10,5 | -10,6 |
| | Talca | 5,81 | -6,69 |
| | Lolleo | 9,2 | -12,2 |
| | Constitucion | 24,2 | -27,7 |
| Vision | Viña | 8,26 | -11,5 |
| | Talca | 5,15 | -7,96 |
| | Lolleo | 9,69 | -11,1 |
| | Constitucion | 25,4 | -22,2 |

Los mayores desplazamientos inducidos a los muros se observan en destacado. En general, estas corresponden a las obtenidas con el registro de la ciudad de Constitución en el terremoto del Maule del 2010, debido a que es el registro que presenta una mayor aceleración. Si bien, el sismo de 1985, en Lolleo presentó aceleraciones muy cercanas al de Constitución, se ve que los desplazamientos son bastantes menores, con lo que se afirma que cada terremoto es diferente y afecta a las estructuras de distintas formas, debido a factores como: la distancia del foco, profundidad de rotura, las ondas, magnitud, el suelo, la estructura, entre otras.

Para determinar la capacidad de deformación y ductilidad de cada muro se utilizará las recomendaciones de Priestley, Calvi & Kowalsky (Ref.18).

$$\Delta_u = \Delta_p + \Delta_y \quad \text{Ec. (5.1)}$$

$$\Delta_p = (\Phi_u - \Phi_y) \times (H_w - L_p/2) \times L_p \quad \text{Ec. (5.2)}$$

$$\Delta_y = (H_w^2 \times \Phi_y)/3 \quad \text{Ec. (5.3)}$$

$$\mu_d = \Delta_u / \Delta_y$$

Ec. (5.4)

Donde:

- Δ_u : Deformación última.
- Δ_y : Deformación de fluencia
- Δ_p : Deformación plástica
- Φ_y : Giro unitario de fluencia
- H_w : Altura total del edificio
- Φ_u : Giro unitario último de rotura
- L_p : Longitud rótula plástica
- μ_d : Ductilidad de desplazamiento

En las siguientes figuras se muestran los diagramas momento y curvatura en el tiempo de cada muro, la curva de color rojo representa el diseño con la metodología usando las normas chilenas, en tanto, la curva de color azul el diseño con Visión 2000. Además se muestra en puntos de diferentes colores la demanda de curvatura asociada a los máximos desplazamientos de los sismos mostrados en la tabla 5.2.

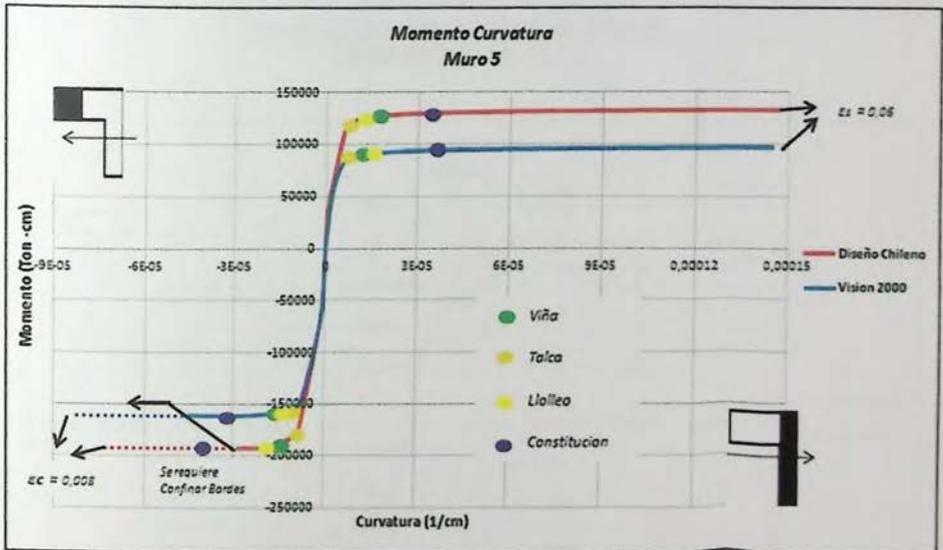


Figura 5.8. Momento y Curvatura, Muro P5
Fuente: Elaboración propia

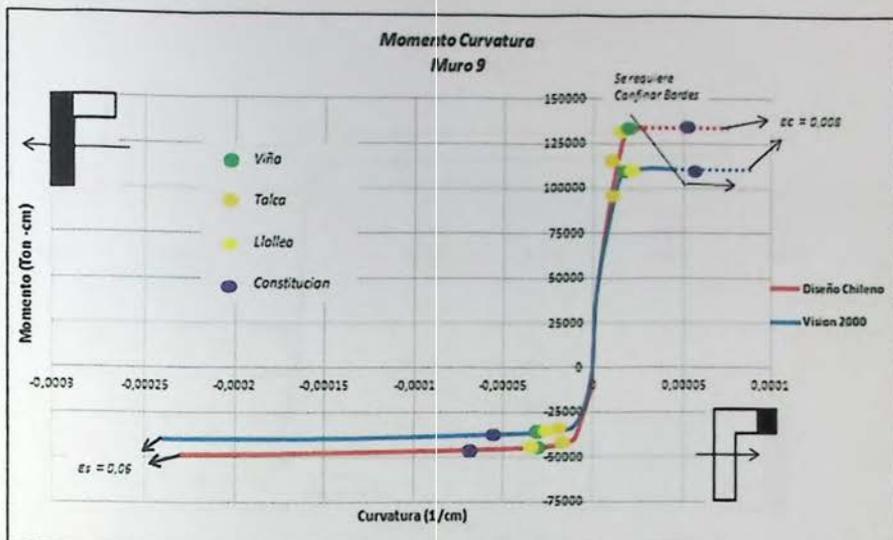


Figura 5.9. Momento y Curvatura, Muro P9
Fuente: Elaboración propia

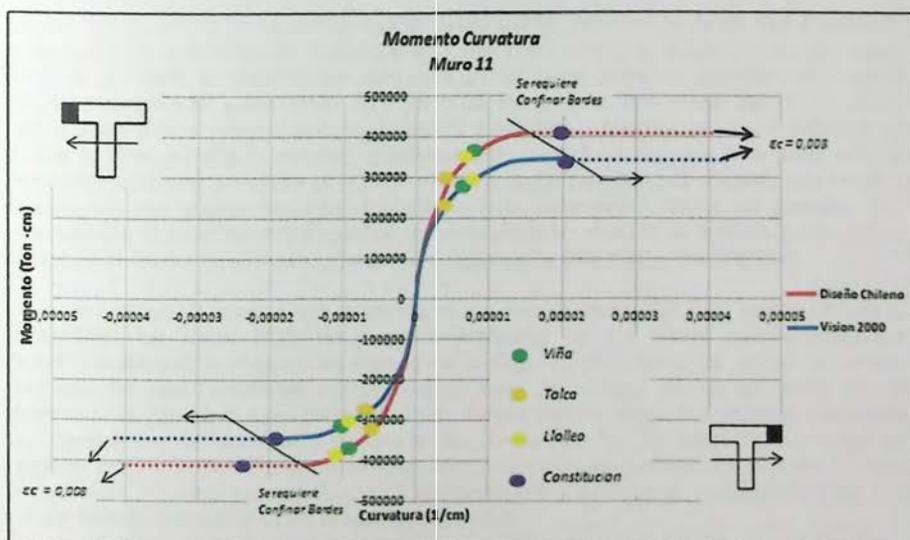


Figura 5.10. Momento y Curvatura, Muro P11
Fuente: Elaboración propia

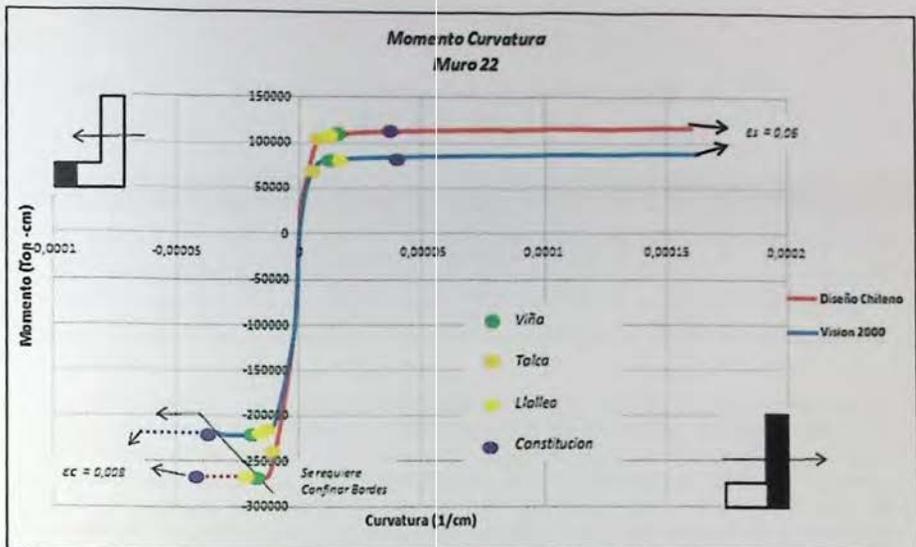


Figura 5.11. Momento y Curvatura, Muro P22
Fuente: Elaboración propia

De las figuras anteriores, se aprecia que la capacidad de deformación de los muros depende fuertemente de la dirección de la sollicitación. Cuando se comprime el lado del ala con mayor área de hormigón se observa que para alcanzar la carga última se necesita una longitud pequeña comprimida, presentando deformaciones del concreto por debajo del 3‰, mientras que el acero obtiene grandes deformaciones 6% superando la fluencia, por lo que induce a los muros a tener grandes curvaturas, quedando éste controlado por una falla dúctil. Por el contrario, cuando se comprime el ala con menor área de hormigón, se requiere una longitud comprimida muy grande llegando rápidamente a la deformación última del concreto 3‰, mientras que el acero alcanza pequeñas deformaciones sin alcanzar la fluencia, por lo que la curvatura de los muros es bastante pequeña que genera la falla frágil a compresión.

Dicho lo anterior, se observa que todos los muros salvo el muro P11 y P5 diseñados con la metodología de Visión 2000, requieren confinamiento en los bordes para alcanzar las deformaciones que le inducen los sismos de análisis. Si bien todos los muros de ambas metodologías están diseñados con su confinamiento, se aprecia que de no contar con el confinamiento adecuado estos presentarían un comportamiento frágil, con una falla controlada por compresión del hormigón y pandeo de las barras (Ver figuras donde se indica que se requiere confinamiento). Evidencia de este comportamiento se presenta en la tabla 5.3 sólo para el muro P5, como ejemplo, donde los resultados están de acuerdo al comprimir el ala con menor área de hormigón y de las ecuaciones 5.1 a 5.4.

Tabla 5.3. Deformaciones y ductilidad muro P5

Fuente: Elaboración Propia

| Muro | Diseño | Confinado | Φ_y (1/cm) | Φ_u (1/cm) | Δy (cm) | Δp (cm) | Δu (cm) | Ductilidad |
|------|---------|-----------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|------------|
| P5 | Chileno | NO | 0,00000818 | 0,0000279 | 24,93 | 12,31 | 37,24 | 1,49 |
| | | SI | 0,00000818 | 0,0000745 | 24,93 | 41,4 | 66,33 | 2,66 |
| | Vision | NO | 0,00000818 | 0,0000446 | 24,93 | 22,7 | 47,63 | 1,91 |
| | | SI | 0,00000818 | 0,000085 | 24,93 | 47,95 | 72,88 | 2,92 |

De la tabla anterior, se puede concluir que el comportamiento de los muros mejora considerablemente al tener armadura de confinamiento en los bordes, se logran índices de ductilidad mayores permitiendo a los muros una capacidad mayor de deformación, generando así, fallas dúctiles. Se agrega a lo anterior, que los muros diseñados con Visión 2000, poseen una mayor capacidad de deformación que los muros diseñados con la normativa chilena, es decir, requieren una armadura y longitud de confinamiento menor, pero poseen un momento de fluencia menor al diseño chileno, por lo que fluirían primero al incursionar en el rango inelástico.

Finalmente, ambos diseños son capaces de superar las deformaciones de análisis estando confinados, pero cabe mencionar que el muro P22, con el diseño chileno se encuentra al límite de la deformación del concreto 8%, logrando superar la demanda de deformación del registro de Constitución gracias al confinamiento, que le da más capacidad de deformación y ductilidad, por lo que no es deseable, en consecuencia, sería mejor aumentar el largo de confinamiento en esa dirección o agrandar el espesor, para tratar de mejorar su respuesta sin necesidad de alcanzar esas deformaciones gracias al confinamiento.

5.5.2. Análisis Esfuerzo de Corte

Para analizar el efecto de las fuerzas cortantes presente en los muros según cada metodología de diseño, se muestran a continuación gráficamente los resultados obtenidos una vez sometidos a los muros a cada registro.

En las figuras 5.12 a 5.19, se tiene que para el diseño chileno la línea verde representa el corte obtenido de la aplicación de las fuerzas laterales del espectro de diseño de la Nch433 de acuerdo a las combinaciones de carga mayoradas (V_d), mientras que la línea roja representa el valor del corte nominal en los muros (V_n/Φ) tomando como valor igual a 0,6 el factor de reducción. Para el diseño con Visión 2000, la línea roja representa el corte obtenido por el diseño por capacidad ($V_{capacidad}$) realizado en la metodología propuesta mostrada en el numeral 4.3 del presente trabajo, y la línea verde simboliza el corte nominal ($V_{capacidad}/\Phi$) con un valor de 0,75 para el factor de reducción.

Además para ambas metodologías se presenta con diferentes líneas de colores la distribución en altura de la demanda de corte obtenida para cada muro luego de realizar el análisis no lineal. Como era de esperar la demanda de corte de todos los registros supera desde el tercer piso hacia abajo, la resistencia al corte provista en los muros con la metodología chilena, lo que podría causar una falla frágil que no es lo deseable. También se aprecia en la distribución de la demanda de corte en los muros chilenos, un aumento del esfuerzo cortante en los pisos altos debido a la participación de los modos superiores, que provocan deformaciones distintas al primer modo de vibrar, causando el aumento de los esfuerzos internos en esos instantes de

tiempo. Si bien estos esfuerzos son menores a la capacidad de resistencia al corte de los muros es importante hacerlo notar.

Por otra parte, para el diseño de los muros con la metodología propuesta en base al documento Vision 2000, al igual que en el diseño chileno, en la distribución de la demanda de corte se observan irregularidades y aumento de corte en la altura de los muros, que a diferencia del corte obtenido con el diseño chileno, en el diseño con Visión 2000, se tiene en cuenta este efecto, por que el corte se obtuvo mediante las técnicas del diseño por capacidad, que tiene un factor de amplificación dinámica, en consecuencia, con el corte por capacidad no es tan notorio este repentino aumento de fuerza en altura como se aprecia en los gráficos.

Se agrega a lo anterior, que la armadura de corte dispuesta a los muros con el diseño en base a Vision 2000, es levemente superada en resistencia por la demanda causada debido a los sismos de análisis en el nivel uno solamente, lo que evitaría fallas prematuras por corte.

En cuanto a calificar la mejor respuesta a la demanda de corte en los muros, la metodología basada en Visión 2000, para efecto de análisis de corte mostraría una ventaja en comparación al diseño chileno, debido a que la armadura dispuesta en los muros tendría mucha mayor resistencia para prevenir fallas frágiles. Si bien el diseño chileno cuenta con otros factores que hacen que hasta el momento en los muros no se hayan presentado este tipo de falla, como por ejemplo, en el terremoto del Maule, se observaron pocas fallas debido al corte, las limitaciones del corte basal de la norma sísmica chilena, las limitaciones de deformación de entre piso, la resistencia a flexión en altura y buen detallamiento, permiten disminuir las deformaciones asegurando una adecuada resistencia.

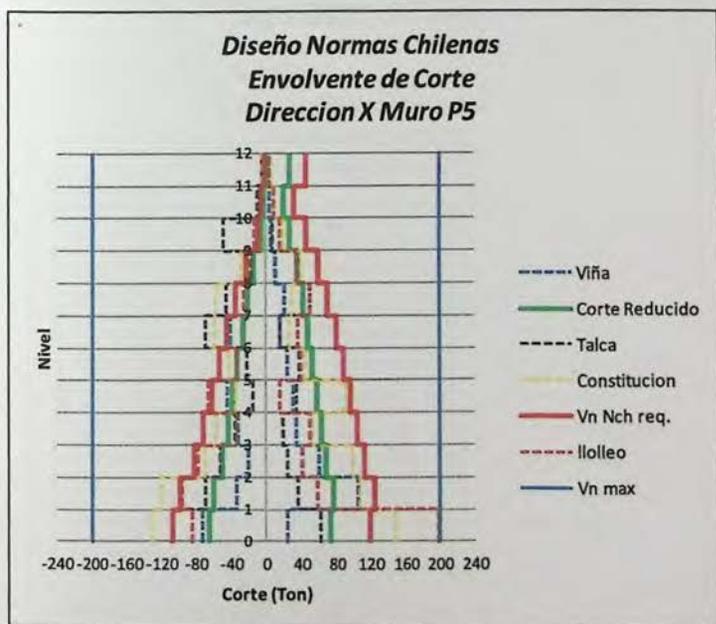


Figura 5.12. Envolvente de Corte, Diseño Chileno, Muro P5
Fuente: Elaboración propia

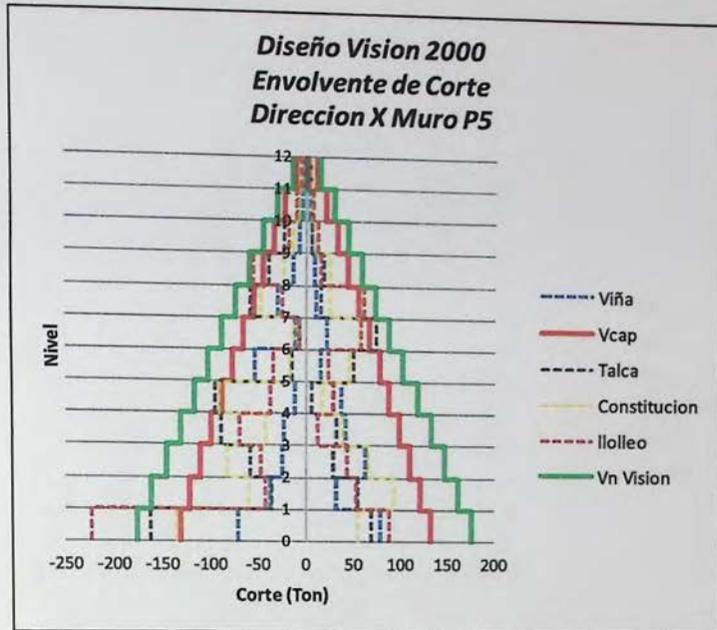


Figura 5.13. Envolverte de Corte, Diseño Vision 2000, Muro P5
Fuente: Elaboración propia

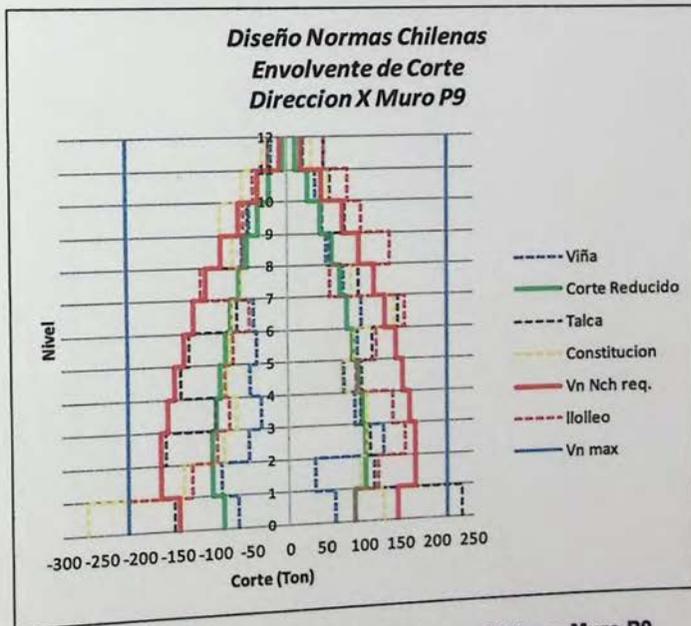


Figura 5.14. Envolverte de Corte, Diseño Chileno, Muro P9
Fuente: Elaboración propia

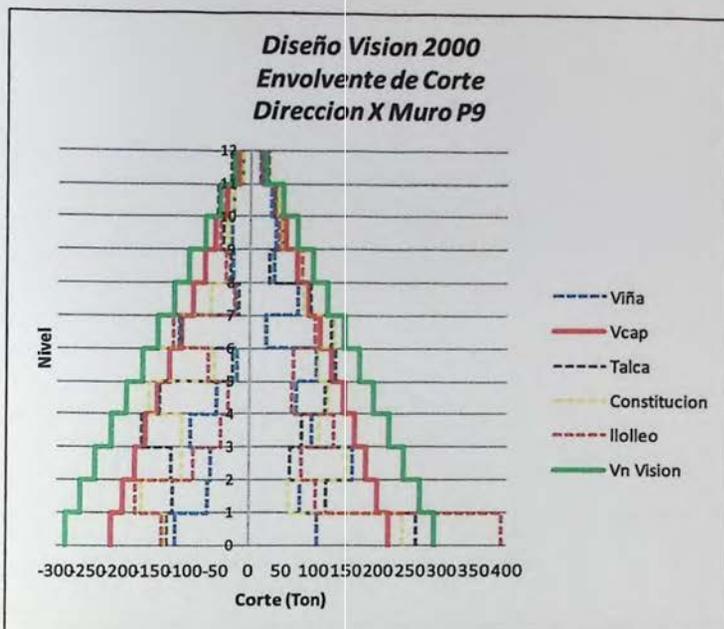


Figura 5.15. Envolvente de Corte, Diseño Vision 2000, Muro P9

Fuente: Elaboración propia

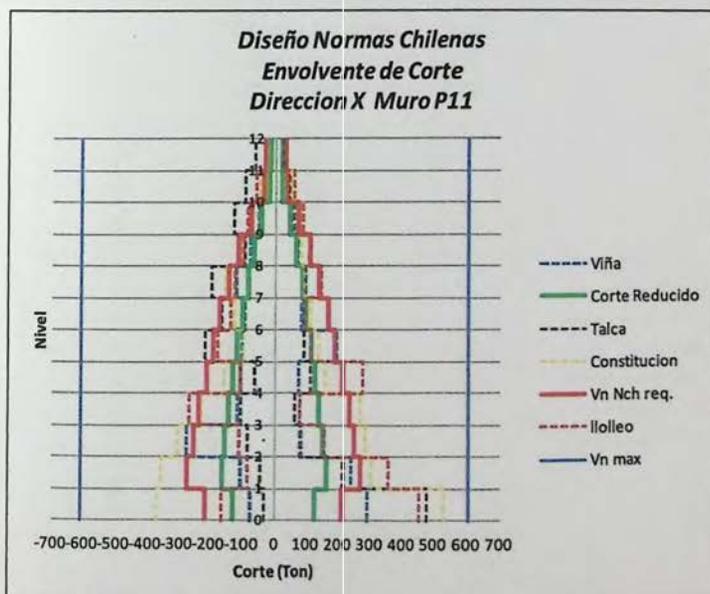


Figura 5.16. Envolvente de Corte, Diseño Chileno, Muro P11

Fuente: Elaboración propia

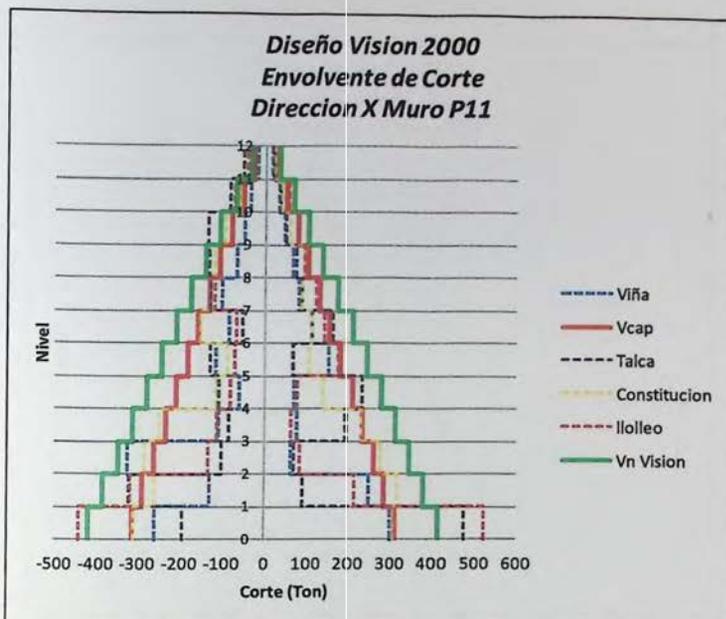


Figura 5.17. Envolvente de Corte, Diseño Vision 2000, Muro P11
Fuente: Elaboración propia

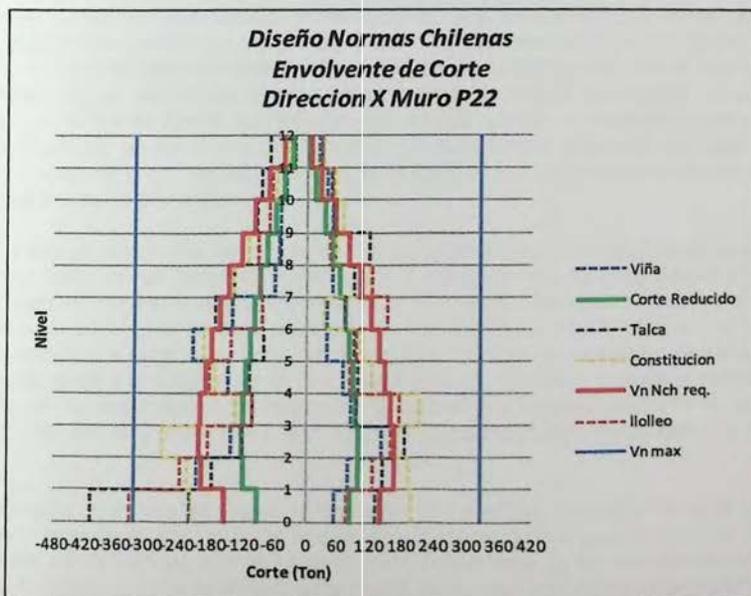


Figura 5.18. Envolvente de Corte, Diseño Chileno, Muro P22
Fuente: Elaboración propia

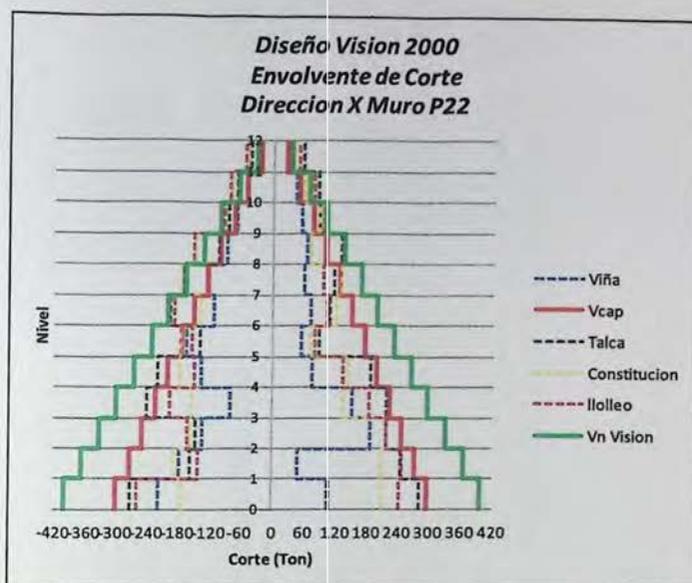


Figura 5.19. Envolvente de Corte, Diseño Vision 2000, Muro P22
Fuente: Elaboración propia

Para mayor claridad de los resultados presentados en los gráficos anteriores, en las tablas 5.4 y 5.5 se resumen los valores de resistencia al corte de cada metodología con la demanda de corte producto de los sismos de análisis. En destacado, se puede apreciar que el diseño chileno es superado en su resistencia al corte en casi todos los muros analizados, lo que no es deseable, por lo que se tendría que mejorar este aspecto, porque se subestima la demanda de corte, a diferencia, de los muros diseñados con la metodología propuesta en base a *Visión 2000*, la resistencia si bien se ve sobrepasada en algunos sismos sin duda el comportamiento de estos muros es mucho mejor.

Debido a esto en la tabla 5.4, se puede apreciar unas columnas con el símbolo de ω y Φ , que representa cada uno un factor de amplificación y reducción que se propone para el diseño chileno, para así mejorar la resistencia al corte de los muros. El primero se obtiene al dividir el corte obtenido por el corte no lineal entre el corte nominal de los muros, para ver en cuanto se debería amplificar el corte dispuesto a los muros para alcanzar la resistencia demanda por los sismos de análisis y el segundo factor, se obtiene al dividir el corte ultimo entre corte no lineal para obtener un nuevo factor de reducción. Si bien ambos factores aluden a lo mismo, se requiere tener dos alternativas que podría incorporar el diseño chileno, en su etapa de análisis ó diseño.

El resultado de los factores al realizar un promedio de los valores obtenidos de cada muro, nos dice que el factor de amplificación (ω) que se tendría que incorporar en el análisis de la N_{ch} es igual a 1,5, de manera tal, que aumente el corte proveniente de las fuerzas laterales y así aumente la resistencia al corte provista a los muros, para tratar de prevenir fallas al corte que no son deseables al ser del tipo frágil.

Para el factor de reducción (Φ), propuesto para la etapa de diseño de los muros, esté sería igual a 0,4, el cual aumentaría el refuerzo al corte aumentando la resistencia, en consecuencia, mejoraría la respuesta de los muros como se ve reflejado con el diseño de *Vision2000*.

Tabla 5.4. Resumen Esfuerzo de Corte según Nch

Fuente: Elaboración Propia

| Diseño | Registro | Muro P5 | | | | | Muro P9 | | | | | Muro P11 | | | | | Muro P22 | | | | |
|---------|--------------|-------------------|-------------|----------------------|----------|--------|-------------------|-------------|----------------------|----------|--------|-------------------|-------------|----------------------|----------|--------|-------------------|-------------|----------------------|----------|--------|
| | | Vu (Nch) (Ton) | Vn (Ton) | V no lineal (Ton) | ω | Φ | Vu (Nch) (Ton) | Vn (Ton) | V no lineal (Ton) | ω | Φ | Vu (Nch) (Ton) | Vn (Ton) | V no lineal (Ton) | ω | Φ | Vu (Nch) (Ton) | Vn (Ton) | V no lineal (Ton) | ω | Φ |
| Chileno | Viña | 75,40 | 125,67 | 105,10 | - | - | 103,10 | 171,83 | 128,70 | - | - | 161,30 | 268,83 | 290,05 | 1,07 | 0,55 | 120,00 | 200,00 | 216,90 | 1,08 | 0,55 |
| | Talca | 75,40 | 125,67 | 107,50 | - | - | 103,10 | 171,83 | 234,60 | 1,36 | 0,43 | 161,30 | 268,83 | 480,70 | 1,78 | 0,33 | 120,00 | 200,00 | 407,40 | 2,03 | 0,29 |
| | Lolleo | 75,40 | 125,67 | 199,20 | 1,58 | 0,37 | 103,10 | 171,83 | 213,70 | 1,24 | 0,48 | 161,30 | 268,83 | 455,40 | 1,69 | 0,35 | 120,00 | 200,00 | 331,50 | 1,65 | 0,36 |
| | Constitucion | 75,40 | 125,67 | 147,50 | 1,17 | 0,51 | 103,10 | 171,83 | 267,04 | 1,55 | 0,38 | 161,30 | 268,83 | 530,70 | 1,97 | 0,30 | 120,00 | 200,00 | 269,30 | 1,34 | 0,44 |

Tabla 5.5. Resumen Esfuerzo de Corte según Visión 2000

Fuente: Elaboración Propia

| Diseño | Registro | Muro P5 | | | Muro P9 | | | Muro P11 | | | Muro P22 | | |
|--------|--------------|---------------|-------------|----------------------|---------------|-------------|----------------------|---------------|-------------|----------------------|---------------|-------------|----------------------|
| | | Vcap (Ton) | Vn (Ton) | V no lineal (Ton) |
| Vision | Viña | 131,75 | 175,67 | 78,19 | 215,32 | 287,09 | 156,70 | 312,65 | 416,87 | 325,04 | 298,89 | 398,52 | 215,90 |
| | Talca | 131,75 | 175,67 | 163,10 | 215,32 | 287,09 | 257,70 | 312,65 | 416,87 | 475,50 | 298,89 | 398,52 | 283,05 |
| | Lolleo | 131,75 | 175,67 | 224,10 | 215,32 | 287,09 | 389,90 | 312,65 | 416,87 | 521,90 | 298,89 | 398,52 | 258,30 |
| | Constitucion | 131,75 | 175,67 | 135,50 | 215,32 | 287,09 | 237,40 | 312,65 | 416,87 | 309,20 | 298,89 | 398,52 | 216,70 |

De las tablas anteriores, como conclusión más importante entre ambas metodologías, se recomienda a la normativa chilena aplicar para efecto de análisis de corte en los muros, la incorporación de calcular la demanda de corte mediante la técnica del diseño por capacidad, para mejorar la respuesta como se ve reflejado con la metodología en base a Visión 2000, en caso contrario, se recomienda la utilización de los factores obtenidos en este trabajo como a modo de referencia, eligiendo en la etapa de análisis o diseño según se estime conveniente el factor de amplificación o el factor de reducción.

De incorporar las modificaciones y/o recomendaciones en el diseño chileno, se tendría una mejor respuesta de los muros a los esfuerzos de corte, evitando que el diseño sea controlado por este tipo de falla frágil que disminuye la capacidad de deformación y ductilidad de las estructuras diseñadas en base a muros.

5.5.3. Análisis Esfuerzo de Flexión

En las figuras 5.20 a 5.27 se muestran los resultados en forma gráfica de la distribución de los esfuerzos a flexión presente en los muros según ambas metodologías, una vez realizado el análisis con los diferentes sismos. Para el diseño chileno la línea roja representa el momento flector obtenido de las combinaciones de carga mayoradas, en tanto, la línea verde clara simboliza la armadura dispuesta a flexión en los muros. Para el diseño en base a Visión 2000 la línea roja representa la resistencia a flexión que tienen los muros, de acuerdo al diseño por capacidad realizado en la metodología propuesta presentada en el numeral 4.3 del presente trabajo. Al igual que en el análisis por corte, también se muestran en diferentes líneas de colores la demanda a flexión que se presenta en la altura de los muros de acuerdo a los diferentes sismos de análisis.

Se observa que la demanda de esfuerzo de flexión es mayor en los muros diseñados con la normativa chilena y que la resistencia provista a estos, solo se ve sobrepasada en los muros P9 y P22, superando así, su momento de fluencia y entrando al rango inelástico, es decir, los muros fluyen ante las solicitaciones de todos los sismos, al igual que los muros diseñados en base a Visión 2000, mientras que los muros P5 y P11 se mantienen en el rango elástico lejos de su momento de fluencia.

Los muros diseñados con Visión 2000, cuando superan su momento de fluencia, en ese instante se formaría el mecanismo de falla impuesto en su diseño, mediante rótulas plásticas en la base de los muros donde se concentrarían las deformaciones al entrar en el rango inelástico. Si bien el diseño chileno también tiene muros que incursionan más allá del rango elástico, se supone que debería formarse el mismo mecanismo de falla, porque fueron diseñados para tener una sola zona crítica.

También se aprecia que en ambas metodologías, los muros P5 y P11 presentan una distribución de la demanda a flexión en altura muy similar debido a los sismos de análisis, esto es, los esfuerzos a flexión se distribuyen casi lineales sin grandes variaciones, a diferencia de los muros que fluyen, que tienden a formar como una curva en las alturas y decaen cerca del momento de fluencia de los muros, debido a que las rótulas plásticas que se han formado no dejarían tomar mayor carga a flexión, ya que solo rotarían.

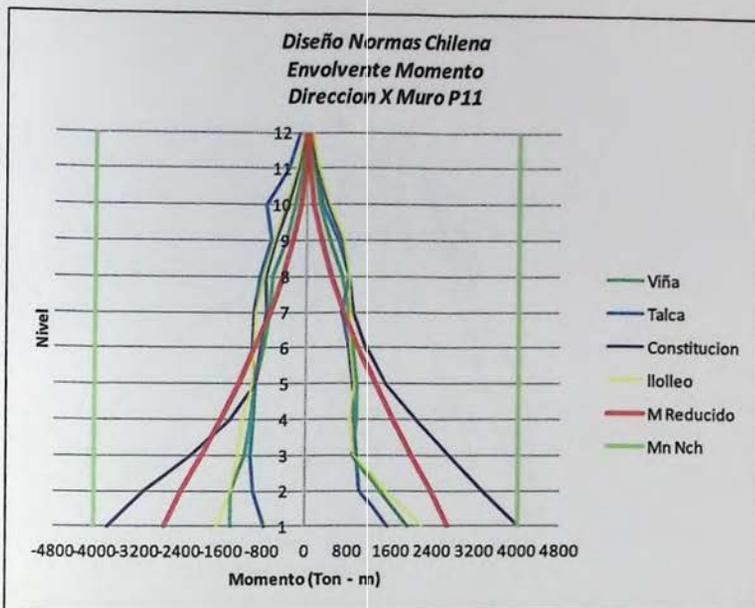


Figura 5.20. Envolvente Momento, Diseño Chileno, Muro P11

Fuente: Elaboración propia

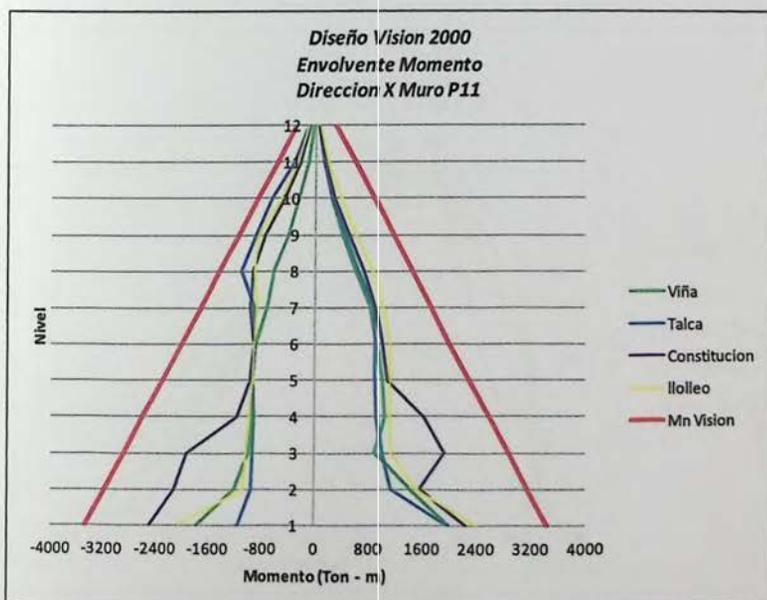


Figura 5.21. Envolvente Momento, Diseño Vision 2000, Muro P11

Fuente: Elaboración propia

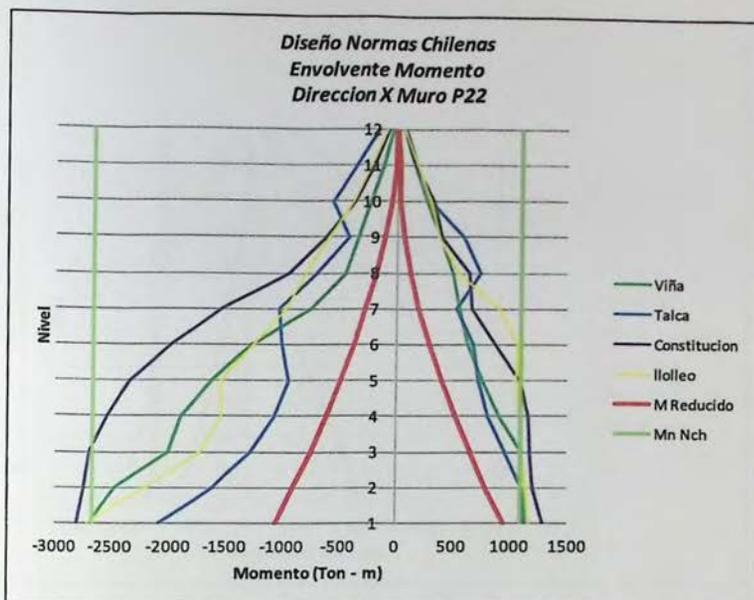


Figura 5.22. Envolvente Momento, Diseño Chileno, Muro P22

Fuente: Elaboración propia

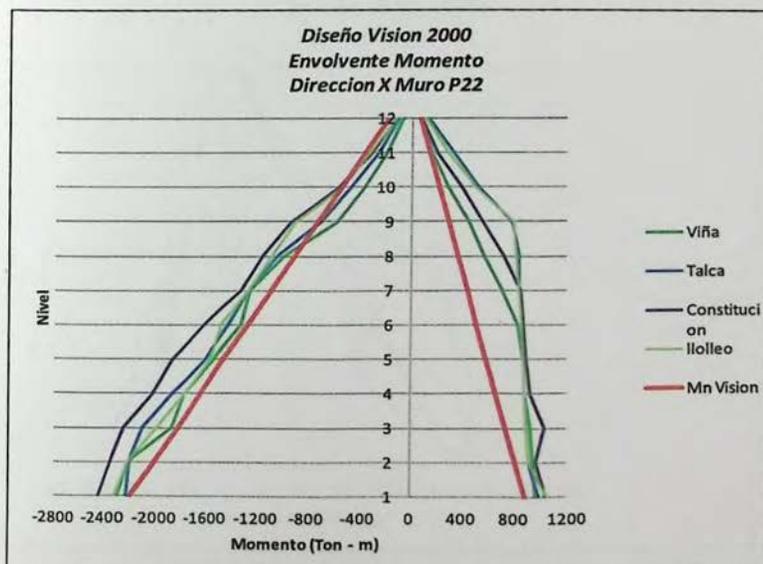


Figura 5.23. Envolvente Momento, Diseño Vision 2000, Muro P22

Fuente: Elaboración propia

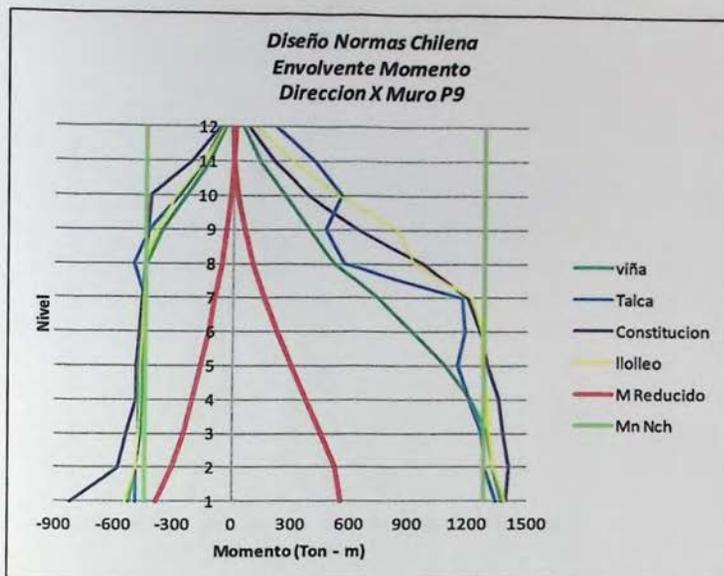


Figura 5.24. Envolvente Momento, Diseño Chileno, Muro P9
Fuente: Elaboración propia

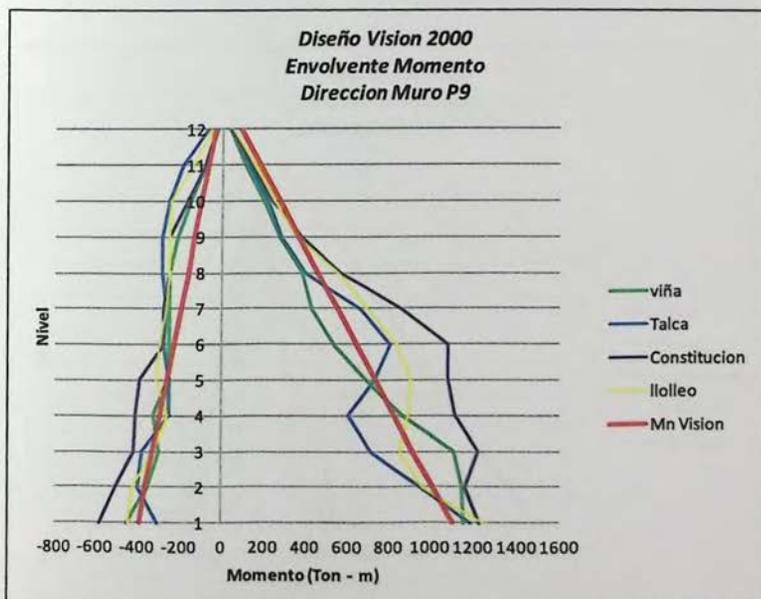


Figura 5.25. Envolvente Momento, Diseño Vision 2000, Muro P9
Fuente: Elaboración propia

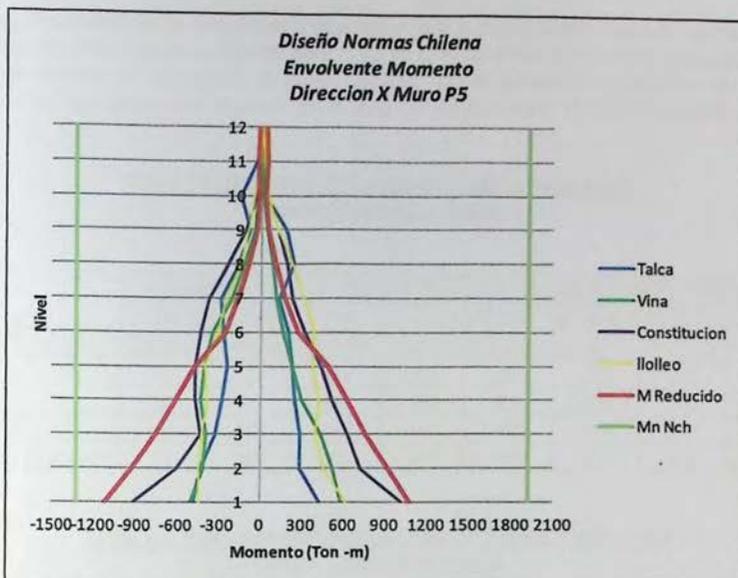


Figura 5.26. Envolvente Momento, Diseño Chileno, Muro P5
Fuente: Elaboración propia

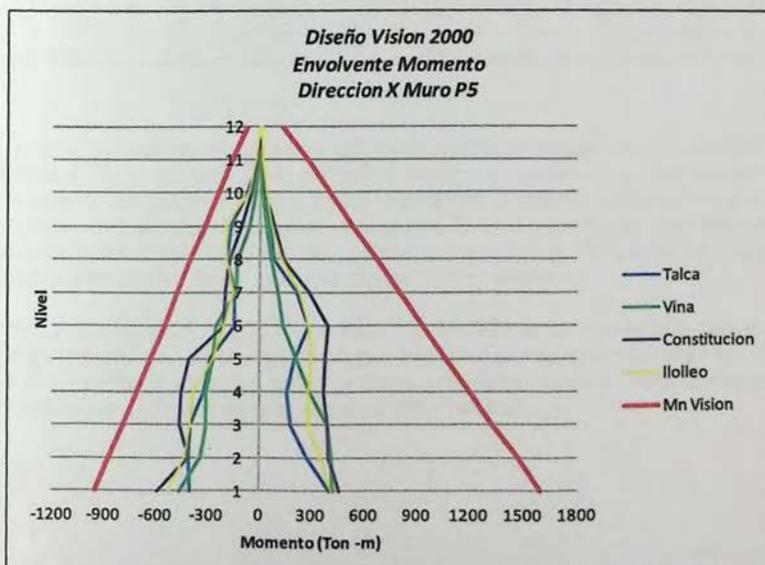


Figura 5.27. Envolvente Momento, Diseño Vision 2000, Muro P5
Fuente: Elaboración propia

Para mayor claridad de los resultados presentados en los gráficos anteriores, en las tablas 5.6 y 5.7 se resumen los valores de flexión para cada metodología con el momento producido por los sismos de análisis. En destacado se puede apreciar que en ambas metodologías los muros P5 y P22 son los que tienen una incursión en el rango inelástico como se menciono anteriormente.

Tabla 5.6. Resumen Esfuerzo de Flexión según Nch

Fuente: Elaboración Propia

| Diseño | Registro | Muro P5 | | Muro P9 | | Muro P11 | | Muro P22 | |
|---------|--------------|----------------|-------------------------|----------------|-------------------------|----------------|-------------------------|----------------|-------------------------|
| | | Mn (Ton -m) | M no lineal (Ton -m) |
| Chileno | Viña | 1927 | 575 | 1281 | 1370 | 4010 | 1930 | 2662 | 2080 |
| | Talca | 1927 | 473 | 1281 | 1343 | 4010 | 1518 | 2662 | 2686 |
| | Lolleo | 1927 | 616 | 1281 | 1394 | 4010 | 2204 | 2662 | 2699 |
| | Constitucion | 1927 | 1016 | 1281 | 1396 | 4010 | 3995 | 2662 | 2804 |

Tabla 5.7. Resumen Esfuerzo de Flexión según Visión 2000

Fuente: Elaboración Propia

| Diseño | Registro | Muro P5 | | Muro P9 | | Muro P11 | | Muro P22 | |
|--------|--------------|--------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|
| | | Mn cap (Ton -m) | M no lineal (Ton -m) | Mn cap (Ton -m) | M no lineal (Ton -m) | Mn cap (Ton -m) | M no lineal (Ton -m) | Mn cap (Ton -m) | M no lineal (Ton -m) |
| Vision | Viña | 1600 | 458 | 1100 | 1155 | 3450 | 1988 | 2190 | 2279 |
| | Talca | 1600 | 408 | 1100 | 1188 | 3450 | 1979 | 2190 | 2211 |
| | Lolleo | 1600 | 526 | 1100 | 1246 | 3450 | 2399 | 2190 | 2300 |
| | Constitucion | 1600 | 590 | 1100 | 1229 | 3450 | 2485 | 2190 | 2429 |

De las tablas anteriores, se concluye que los muros que fluyen primero son los diseñados con la metodología en base a Visión 2000, porque presentan un momento de fluencia menor a los muros diseñados con la norma chilena, lo que implica que la armadura dispuesta a estos muros es levemente menor al refuerzo dispuesto con la Nch. Si bien poseen una resistencia menor, la capacidad de deformación es similar (ver gráficos 5.8 a 5.11), por lo que se concluye, que la capacidad de deformación de los muros no cambia con la resistencia.

Por último en las figuras 5.28 a 5.31, se muestran las curvas de momento y curvatura en el tiempo de los muros que fluyen de ambos diseños, junto con su curva monotónica, donde se observa el comportamiento de los ciclos de carga y descarga de cada muro, la ductilidad y la energía disipada en cada ciclo cuando pasan al rango inelástico.

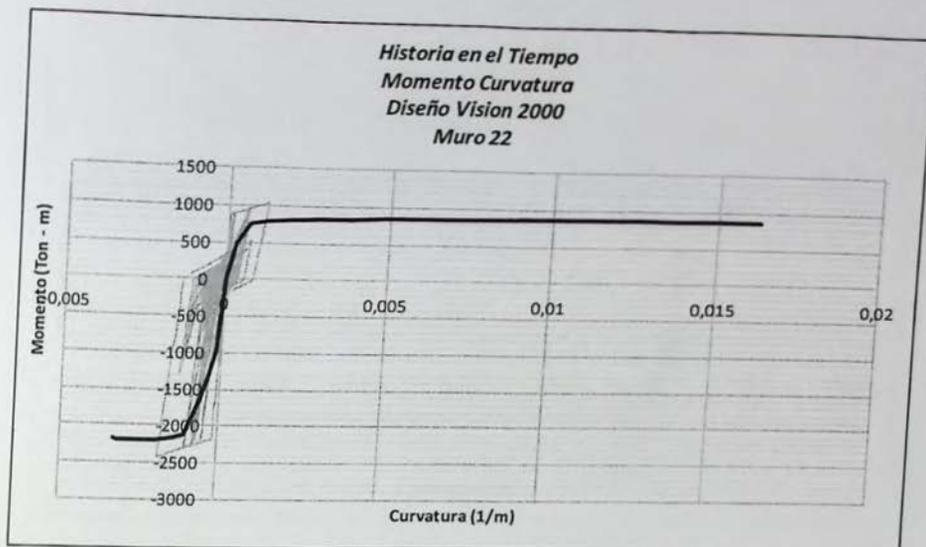


Figura 5.28. Momento y Curvatura en el Tiempo, Diseño Vision 2000, Muro P22
Fuente: Elaboración propia

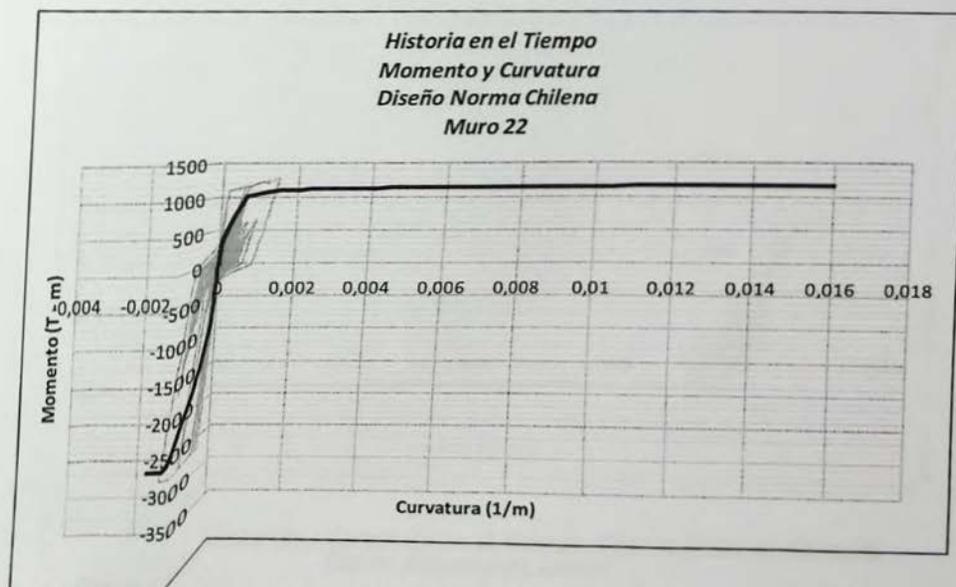


Figura 5.29. Momento y Curvatura en el Tiempo, Diseño Chileno, Muro P22
Fuente: Elaboración propia

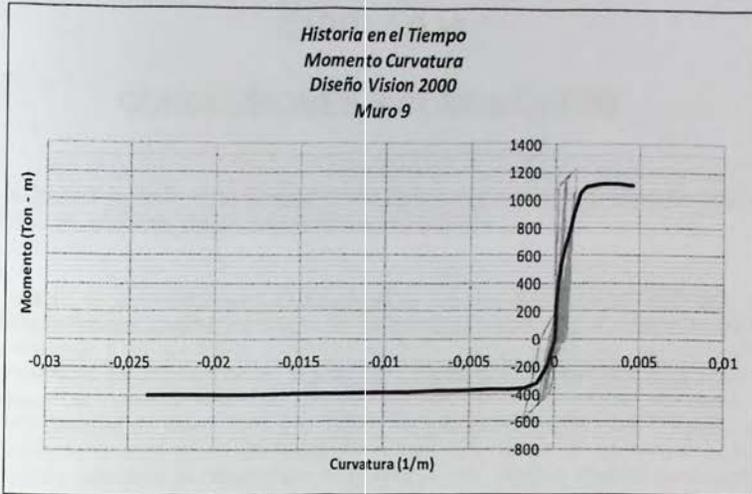


Figura 5.30. Momento y Curvatura en el Tiempo, Diseño Vision 2000, Muro P9
Fuente: Elaboración propia

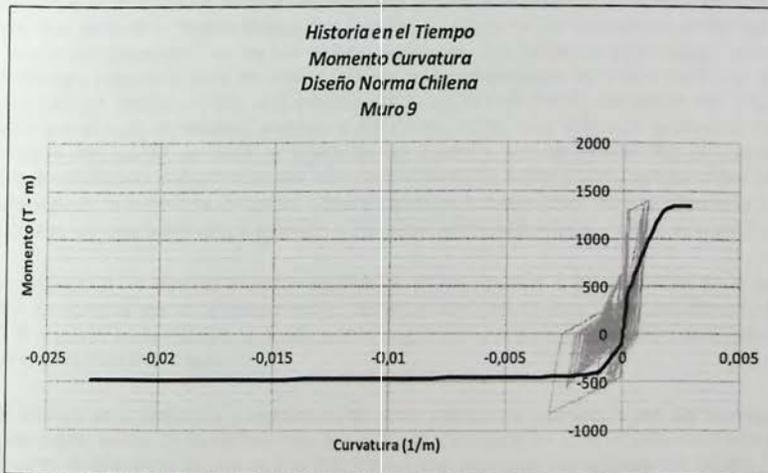


Figura 5.31. Momento y Curvatura en el Tiempo, Diseño Chileno, Muro P9
Fuente: Elaboración propia

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

De acuerdo al análisis realizado en la dirección X del edificio y en base a los resultados obtenidos en el presente trabajo, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- Del análisis de deformaciones y capacidades de los muros, se puede inferir que, en ambos diseños se requiere confinar los bordes de los muros para poder lograr superar las demandas de deformaciones a las que fueron sometidos según los sismos de análisis, especialmente con las deformaciones producidas por el registro de Constitución. Si bien ambos diseños requieren armadura de confinamiento, se puede observar que los muros diseñados con las recomendaciones de Vision 2000 y el diseño por capacidad, poseen una armadura y un largo confinado menor a los muros diseñados con la normativa chilena, en consecuencia, poseen una ductilidad y capacidad de deformación levemente mayor, como se observa en los gráficos 5.8 a 5.11.

Se agrega a lo anterior, que el confinamiento de los bordes de los muros mejora considerablemente la respuesta de estos ante deformaciones muy grandes, lográndose mayores índices de ductilidad y un aumento en la capacidad de deformación del hormigón, generando fallas dúctiles, como se observa en el análisis de la tabla 5.3.

Respecto a la cantidad de armaduras vertical y de borde dispuestas en ambos diseños, el costo económico de usar el diseño chileno ó el diseño en base a las recomendaciones de Vision 2000 y el diseño por capacidad, no es tan notorio según los resultados de este trabajo, porque en la metodología propuesta para los muros con las recomendaciones de Vision 2000 y el diseño por capacidad, se decidió utilizar una cuantía de armadura de borde del orden del 1‰ al 1,5‰, motivo por el cual, el refuerzo provisto a los muros no es muy diferente al chileno, (solo en la armadura distribuida), es decir, el costo de un diseño y otro es similar. Por el contrario, si se hubiese optimizado el diseño con las recomendaciones de Vision 2000 y el diseño por capacidad, disminuyendo la armadura de borde, posiblemente se hubiera obtenido una diferencia notable en los costos, porque la armadura a flexión y de corte habría sido mucho menor, al diseño chileno.

- Con respecto a los desplazamientos estimados en los diseños y los obtenidos en el análisis no lineal, se observa que el desplazamiento lateral de la norma chilena tiene una diferencia del 20% con lo arrojado en el análisis no lineal, por lo que la demanda de deformación estimada sobre los muros sería menor a la real.
- Del análisis de la demanda y resistencia al corte, los muros diseñados con las normas chilenas se ven sobrepasado en su resistencia, la armadura calculada no es suficiente para prevenir fallas por corte. A diferencia de los muros diseñados con las recomendaciones de Visión 2000, que presentan un mejor comportamiento, debido a que en su construcción se utilizó las técnicas del diseño por capacidad, que toma en cuenta otros factores que en el diseño chileno no se hace referencia.

De lo anterior, se recomienda a la normativa chilena, aplicar para efecto de análisis de corte en los muros, la incorporación del diseño por capacidad para calcular la demanda de corte, en consecuencia, se mejora la respuesta de los muros, como se ve reflejado en la tabla 5.5.

- En cuanto al comportamiento de los muros ante la demanda de flexión, ésta es similar en ambos diseños, solo que los muros diseñados en base a las recomendaciones de Visión 2000, se espera que estos fallen a flexión, porque en su diseño se preestableció este mecanismo de falla, al estar diseñado con la técnica del diseño por capacidad, que a diferencia del diseño chileno, no se establece un mecanismo de falla, sólo se dispone de suficiente armadura a flexión, para satisfacer la demanda y se tiende a disminuir el refuerzo en la altura, lo que no es aconsejable, como lo demuestra los gráficos 5.22 a 5.25, donde se observa que la demanda de flexión en la altura puede aumentar y el refuerzo puede ser insuficiente si se disminuye, en consecuencia, se pierde la resistencia.

Debido a lo anterior, se recomienda tanto para el diseño chileno como al diseño en base a las recomendaciones de Visión 2000 y el diseño por capacidad, la propuesta realizada por Priestley (Ref.19), que sigue manteniendo la armadura a flexión de los muros por lo menos un 75% de la altura de éste, para lograr así, una resistencia adecuada en altura previniendo que la demanda a flexión supere la resistencia de los muros, evitando las plastificaciones en los pisos superiores.

- También se puede decir que ambos diseños cumplen con lo que se espera que posea una estructura ante eventos sísmicos, una adecuada resistencia, ductilidad y capacidad de deformación.
- Finalmente, se deja constancia, en función de los resultados obtenidos en este trabajo, que la demanda de esfuerzos al corte debido al análisis no lineal en ambos diseños, son casi las mismas, porque la armadura dispuesta a flexión en ambos diseños es similar, al igual que la capacidad de desplazamiento, lo que demuestra que no existe una ventaja en el diseño en base a Visión 2000 y el diseño por capacidad respecto al diseño con las normas chilenas. Por tanto, se obtendrían los mismos resultados al aplicar el diseño chileno y el diseño por capacidad.

Referencias Bibliográficas

- 1.- T. Guendelman, J. Lindenberg. "Análisis Estático No Lineal", Capítulo 13: Procedimiento Capacidad – Demanda.
- 2.- Guendelman, T; Guendelman, M.; Lindenberg, J; Leyton, F y Eisenberg, A;"Desempeño Sísmico Implícito en Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena", VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica,ACHISINA, 2002.
- 3.- Rubén Boroschek K; Víctor Contreras L; "Registro del 27F Nueva Propuesta para la solicitud Sísmica" Seminario Nuevo Diseño Sísmico y Estructural en Chile, 18/3/2011
- 4.- SEAOC Visión 2000, comité 1995 "Ingeniería basada en el desempeño"
- 5.- Norma Chilena NCh 433.of 96 Mod 2009 "Diseño sísmico de edificaciones", Instituto Nacional de normalización, Santiago, Chile, 1996.
- 6.- Decreto Supremo N°61, Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios.
- 7.- Apuntes V.2009 "René Lagos y Asociados Ingenieros Civiles".
- 8.- Capítulo 3: Desempeño sísmico de edificios "Binomio capacidad – demanda"
- 9.- Diseño sísmico basado en el desempeño – Antecedentes de una Tendencia.
- 10.- Diseño sísmico basado en el desempeño de edificios de Hormigón Armado. Roberto Falconi, 2004
- 11.- Ingeniería Basada en el desempeño – PBEE – Aplicada a edificios de Hormigón armado. Vlavec Toledo Espinoza
- 12.- Decreto Supremo N°60, Reglamento que fija los requerimientos de diseño y calculo para el hormigón armado.
- 13.- ACI318 – 08: "Requisitos de Reglamento para concreto estructural y comentario."
- 14.- Guendelman, T; Guendelman, M.; Lindenberg, J; "Perfil Bio-Sísmico de Edificios", VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, 1997.
- 15.- NCh1537Of.86 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso".
- 16.- NCh3171Of.2010 "disposiciones generales y combinaciones de carga"
- 17.- Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Paulay & Priestley.
- 18.- Displacement – Based Seismic Design of structures. Calvi, Kowalsky and Priestley.
- 19.- Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited. M.J.Priestley 2003
- 20.- Carr, A. (2002), "RUAUMOKO, Computer Program Library", University of Canterbury, Department of Civil Engineering
- 21.- CSI COMPUTERS AND STRUCTURES INC. ETABS

22.- Thomsen IV, J. and Wallace, J. (2004). Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls - Experimental Verification. Journal of Structural Engineering, 130:618.

23.- F. Cordero; Leonardo Massone; Rubén Boroschek; "Fundamentos del diseño de muros de H.A." Seminario ACHISINA, 2011.

REVISIÓN
DISEÑO DE INSERCIÓN DE LOS MUROS
DISEÑO CHILENO

ANEXO A
DIAGRAMAS DE INTERACCION DE LOS MUROS
DISEÑO CHILENO

DIAGRAMAS INTERACCION MUROS PISOS 1 AL 12

MUROS P1, P7, P15, P20:

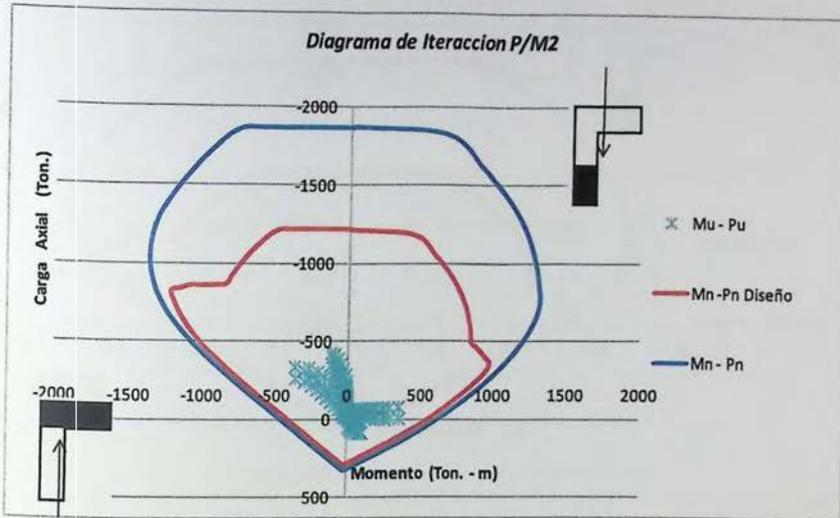


Figura A.1.1. Diagrama Interacción P/M2

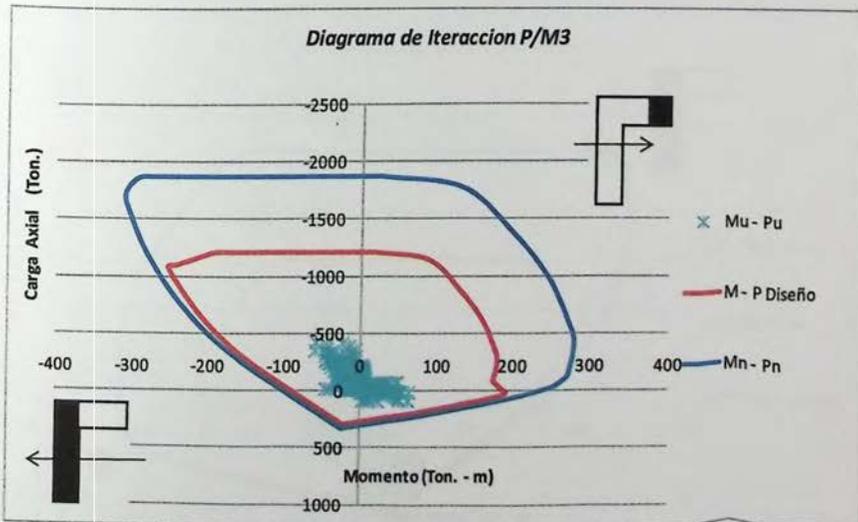


Figura A.1.2. Diagrama de Interacción P/M3

MUROS P2, P8, P14, P21:

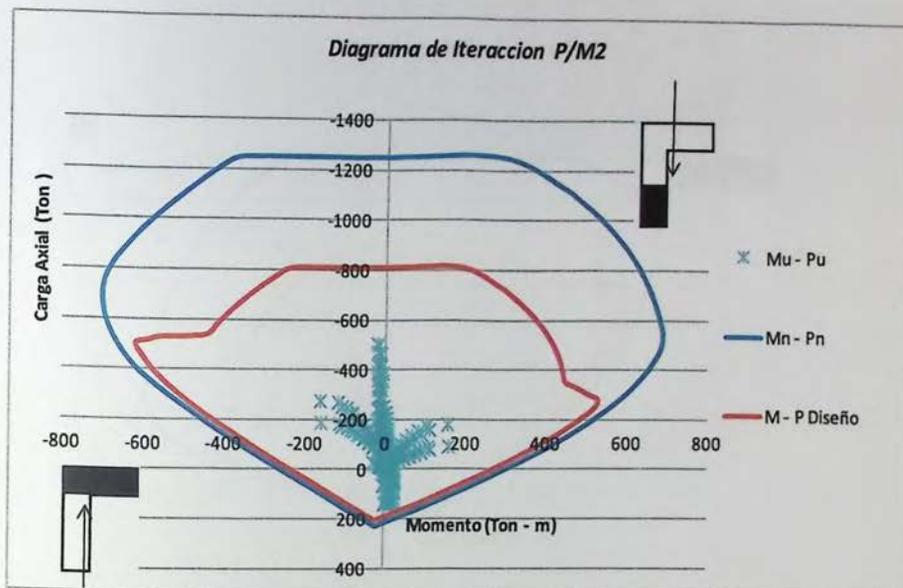


Figura A.1.3. Diagrama Interacción P/M2

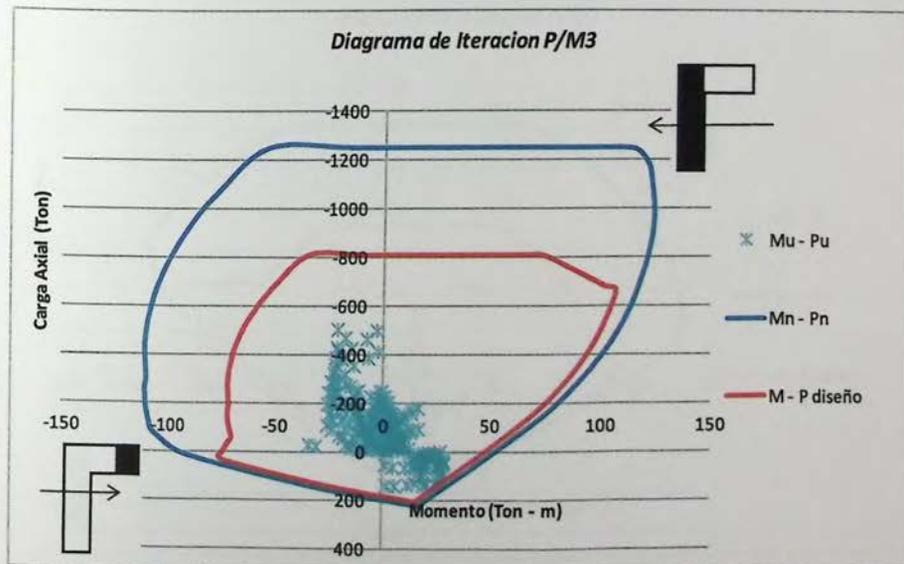


Figura A.1.4. Diagrama Interacción P/M3

MUROS P3, P6, P16, P19:

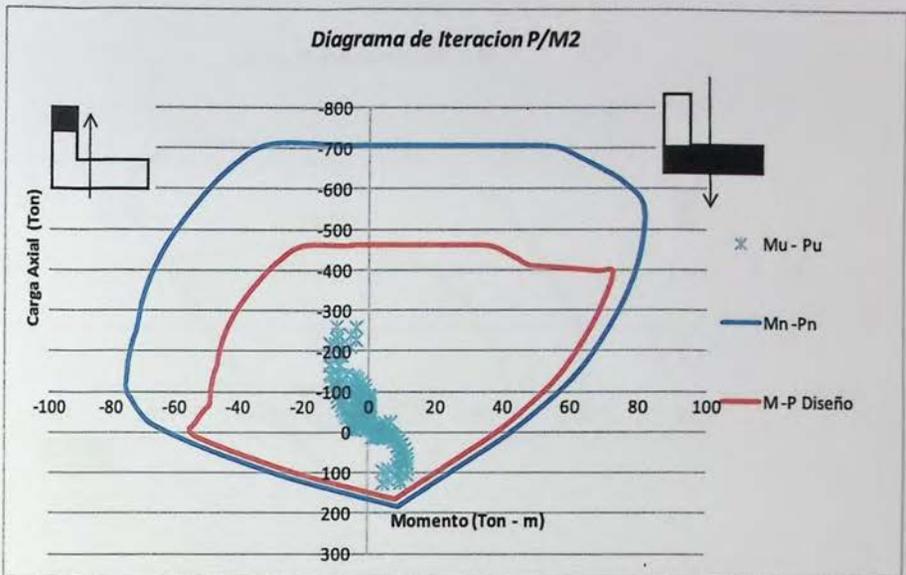


Figura A.1.5. Diagrama Interacción P/M2

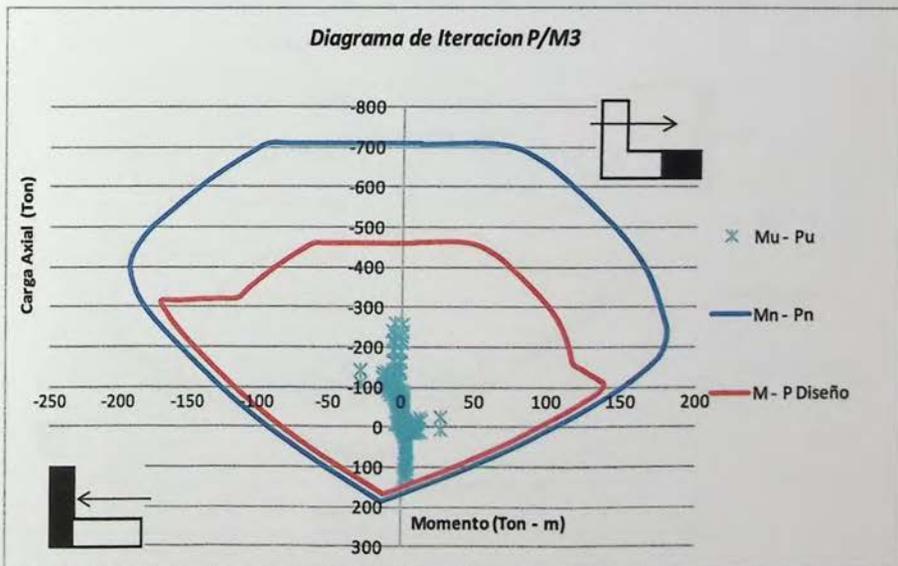


Figura A.1.6. Diagrama de Interacción P/M3

MUROS P4, P5, P17, P18:

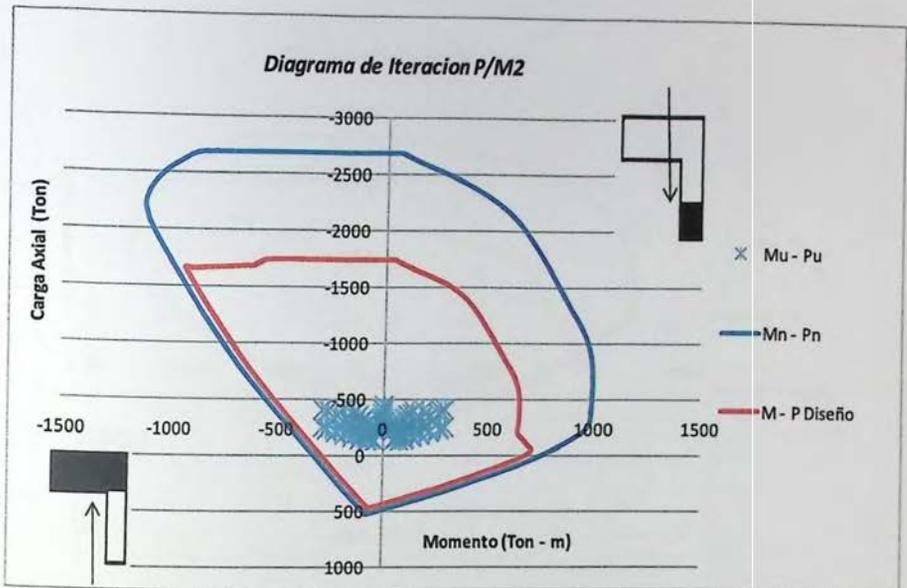


Figura A.1.7. Diagrama Interacción P/M2

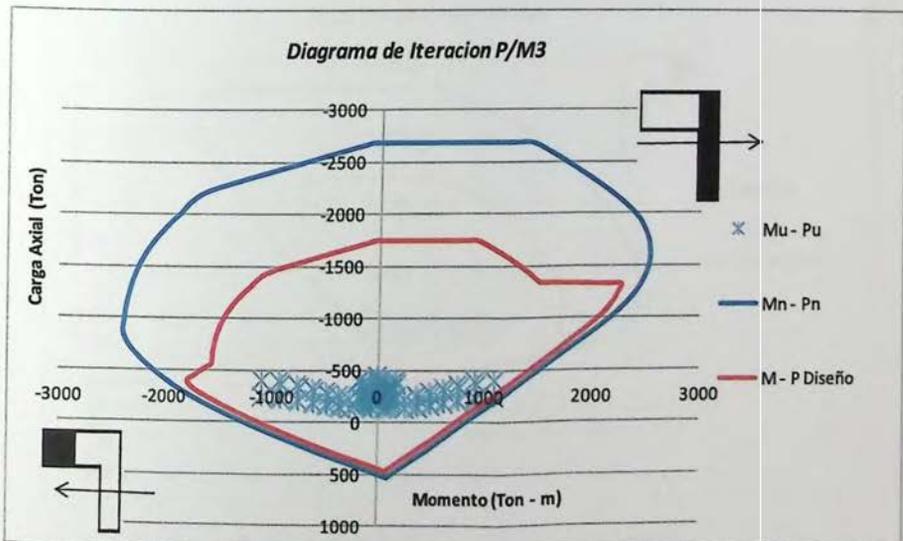


Figura A.1.8. Diagrama de Interacción P/M3

MUROS P9, P13:

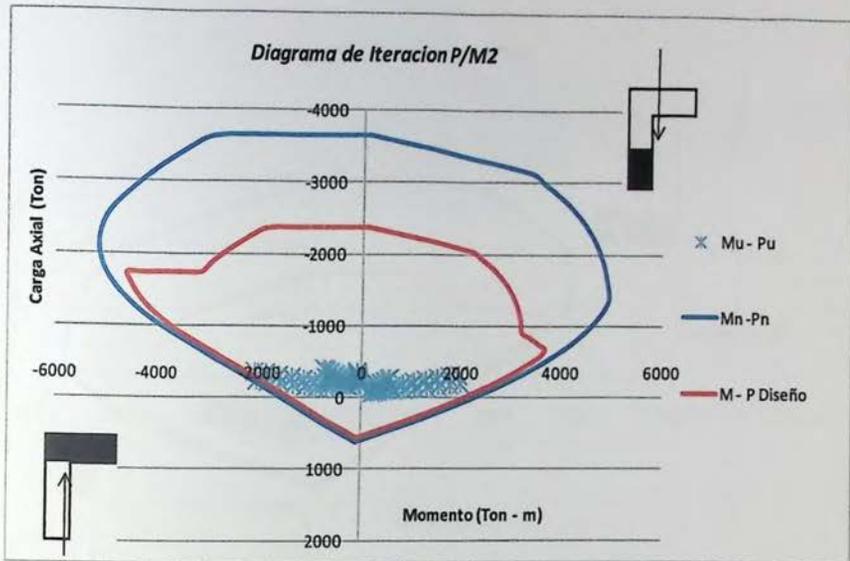


Figura A.1.9. Diagrama Interacción P/M2

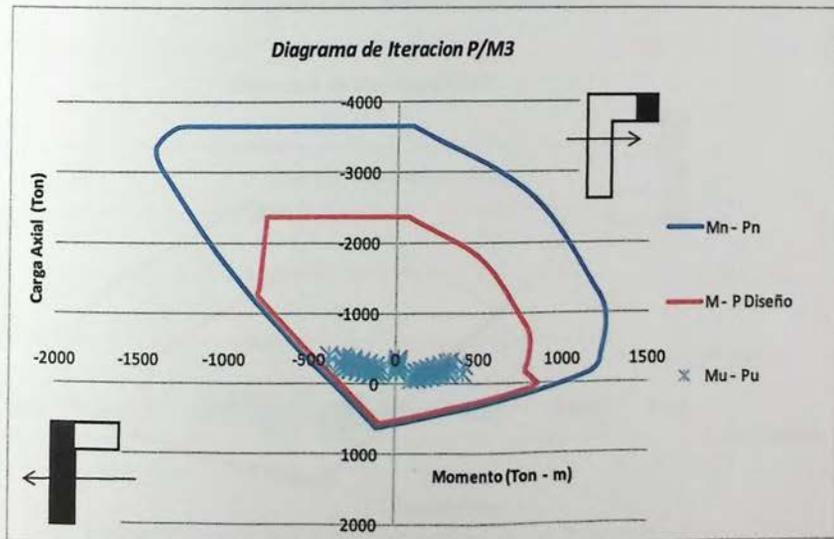


Figura A.1.10. Diagrama de Interacción P/M3

MUROS P22, P26:

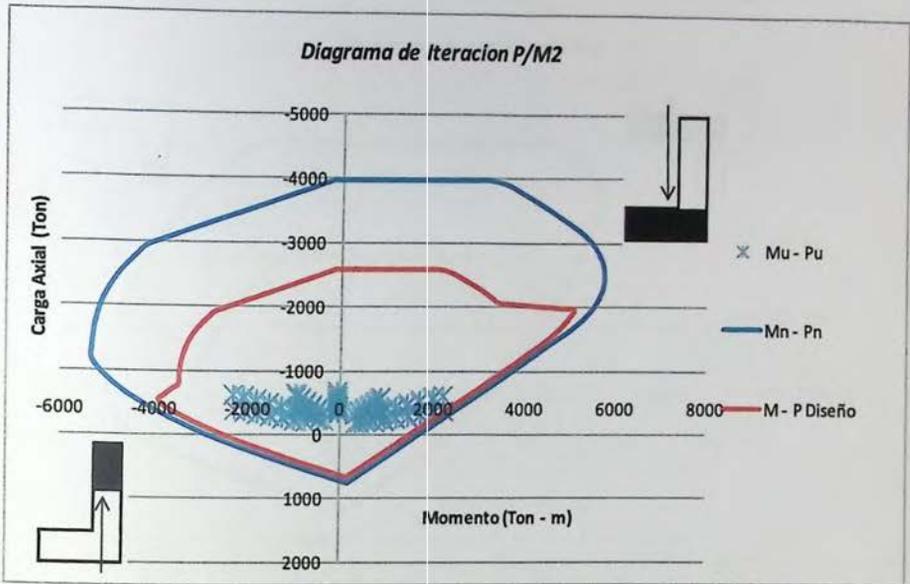


Figura A.1.11. Diagrama Interacción P/M2

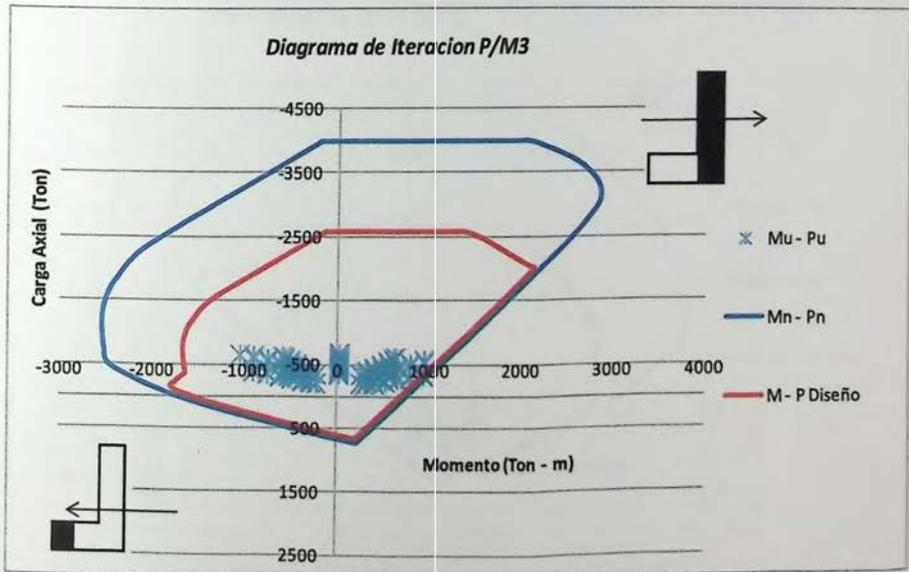


Figura A.1.12. Diagrama de Interacción P/M3

MUROS P10, P12:

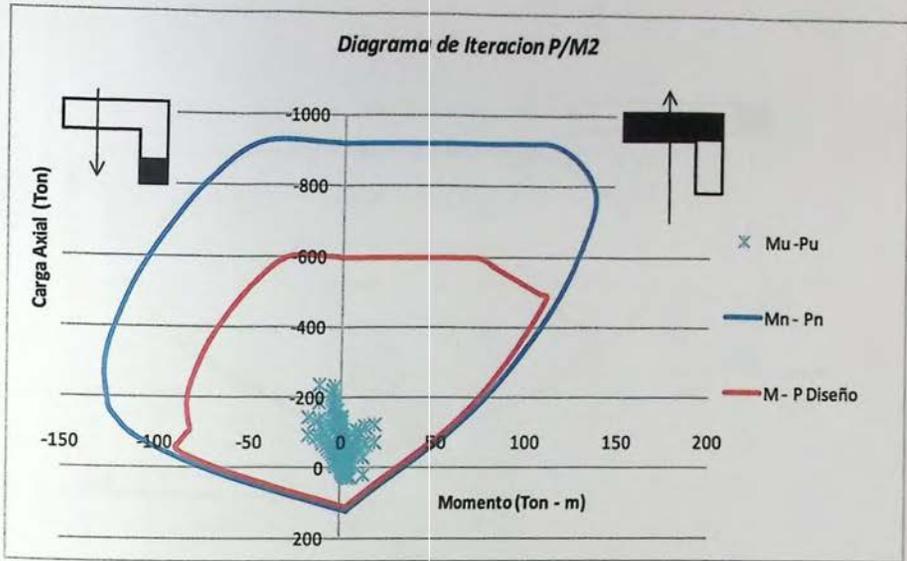


Figura A.1.13. Diagrama Interacción P/M2

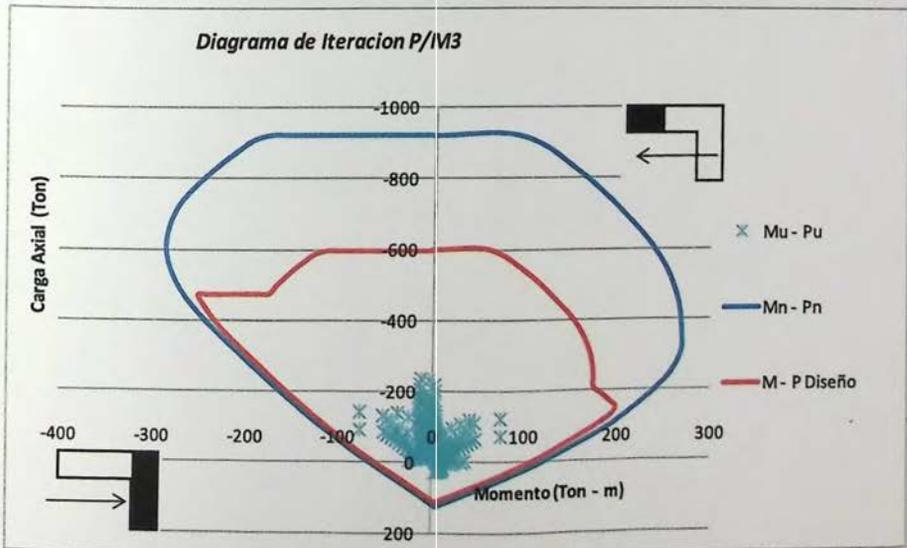


Figura A.1.14. Diagrama de Interacción P/M3

MUROS P23, 25:

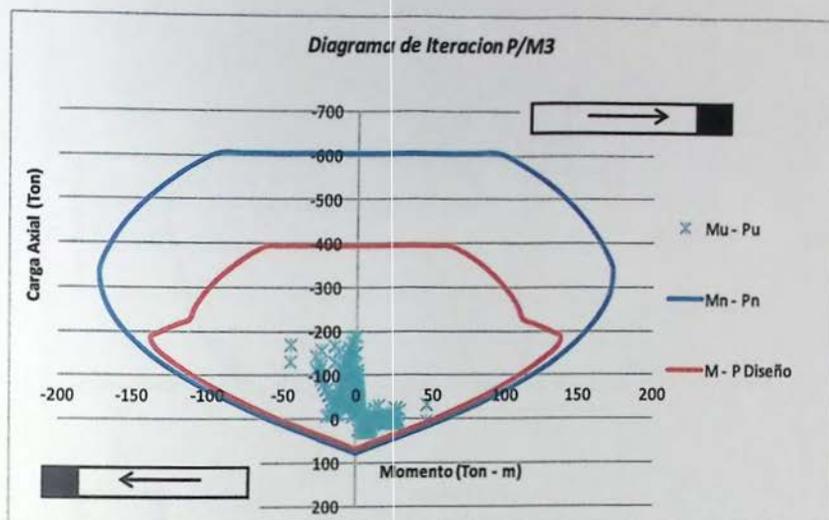


Figura A.1.15. Diagrama de Interacción P/M3

MURO P24:

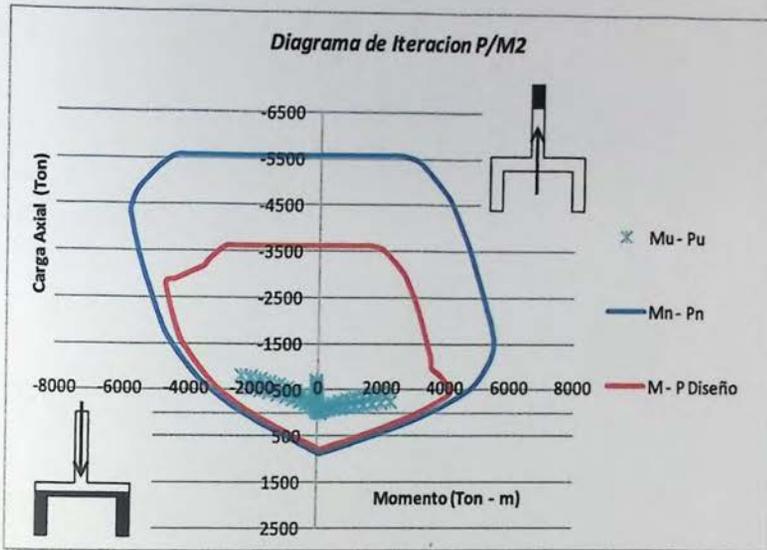


Figura A.1.16. Diagrama Interacción P/M2

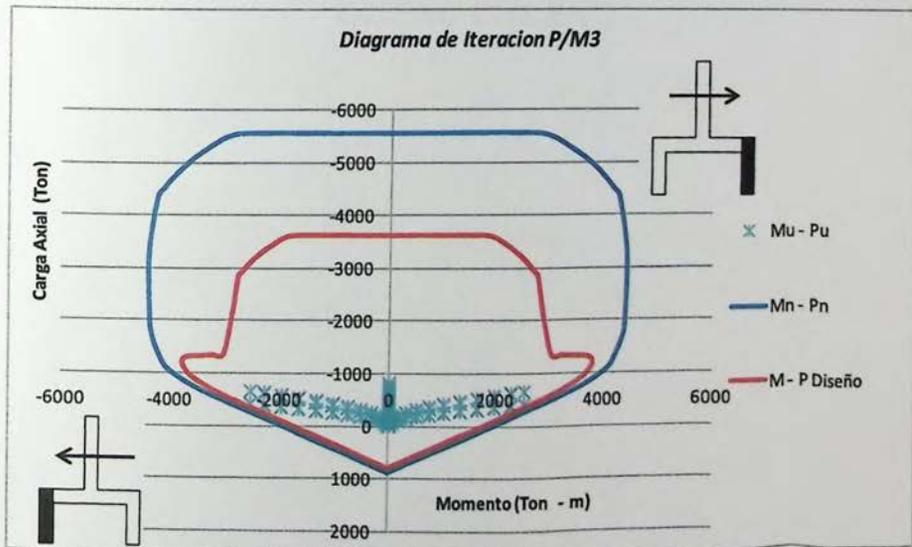


Figura A.1.17. Diagrama de Interacción P/M3

DIAGRAMAS MOMENTO Y CURVATURA
ESTADAL II

EN POSICION PLANA

ANEXO B
DIAGRAMAS MOMENTO Y CURVATURA
DISEÑO CHILENO

DIAGRAMAS MOMENTO Y CURVATURA PISOS 1 AL 12

MUROS P1, P7, P15, P20:

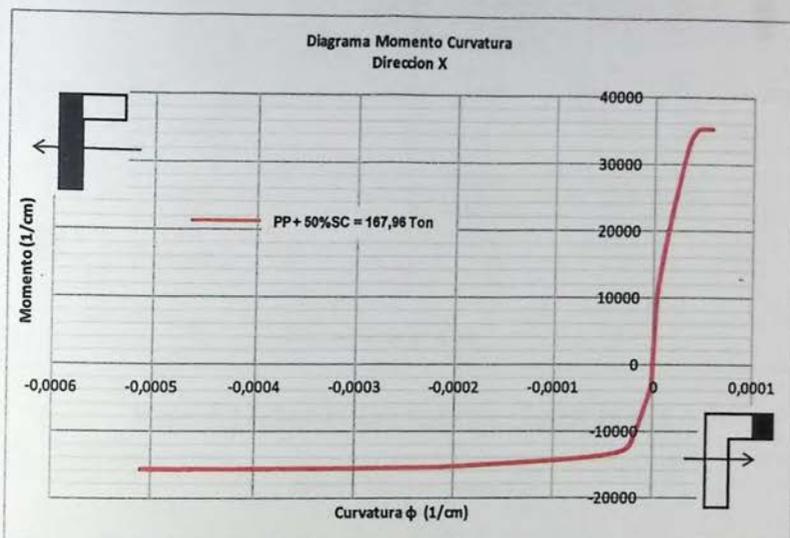


Figura B.1.1. Diagrama de Momento y Curvatura en X

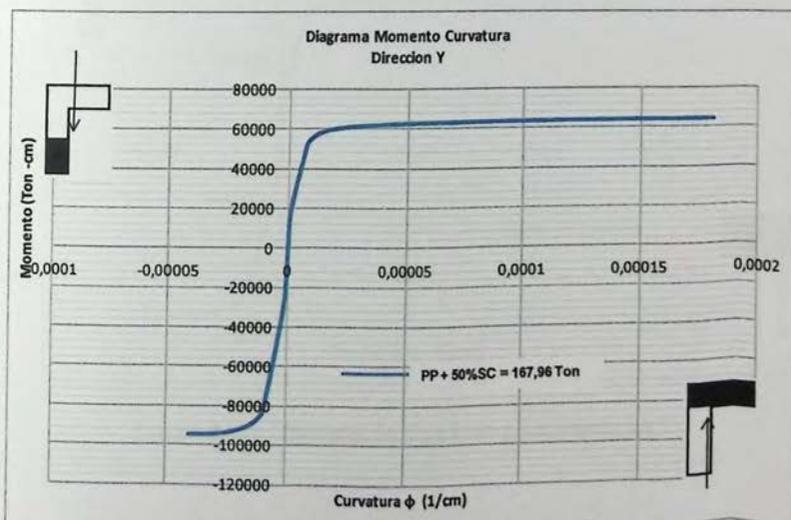


Figura B.1.2. Diagrama de Momento y Curvatura en Y

MUROS P2, P8, P14, P21:

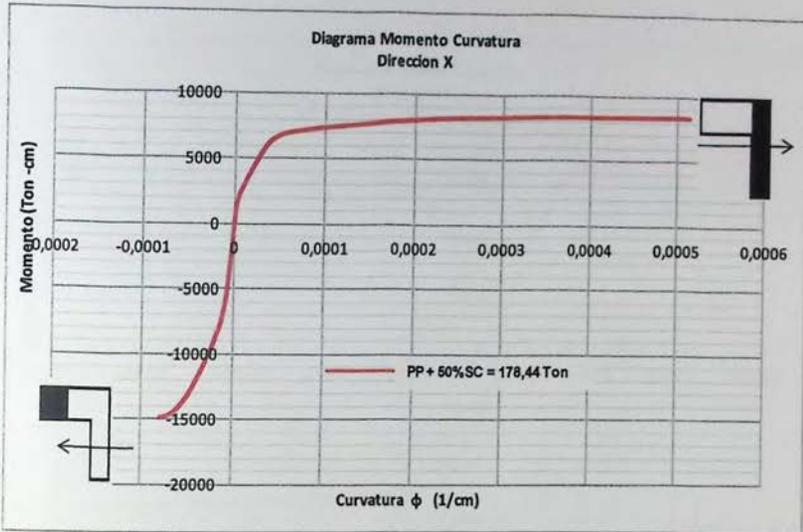


Figura B.1.3. Diagrama de Momento y Curvatura en X

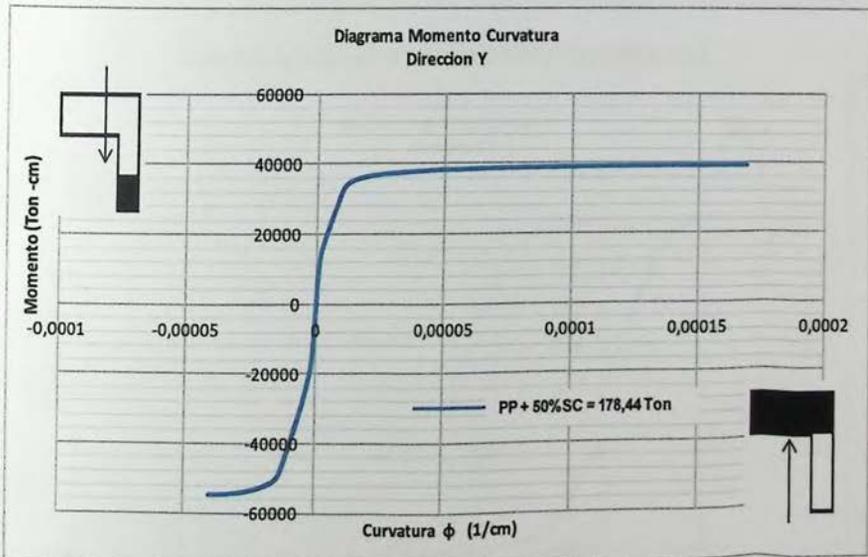


Figura B.1.4. Diagrama de Momento y Curvatura en Y

MUROS P3, P6, P16, P19:

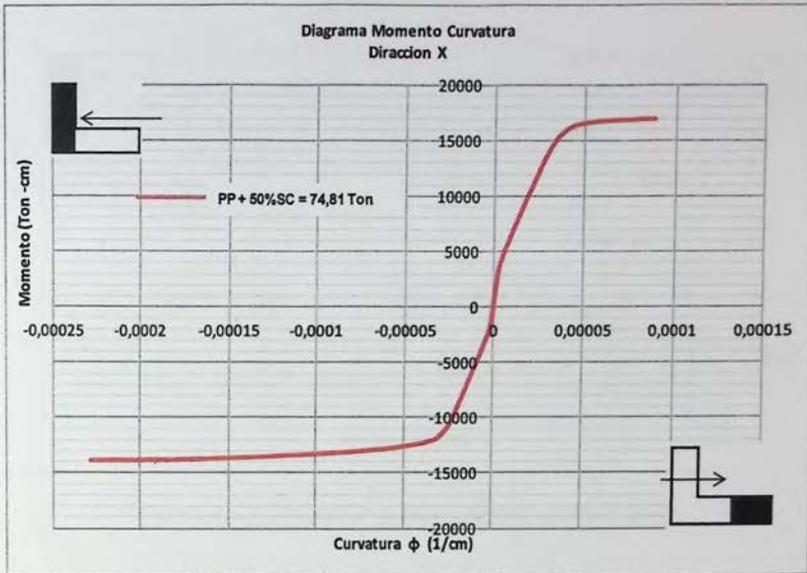


Figura B.1.5. Diagrama de Momento y Curvatura en X

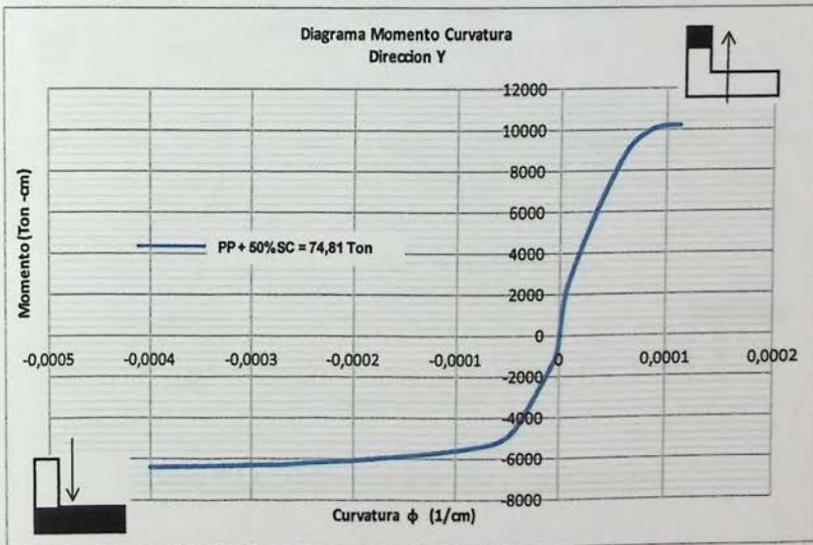


Figura B.1.6. Diagrama de Momento y Curvatura en Y

MUROS P10, P12:

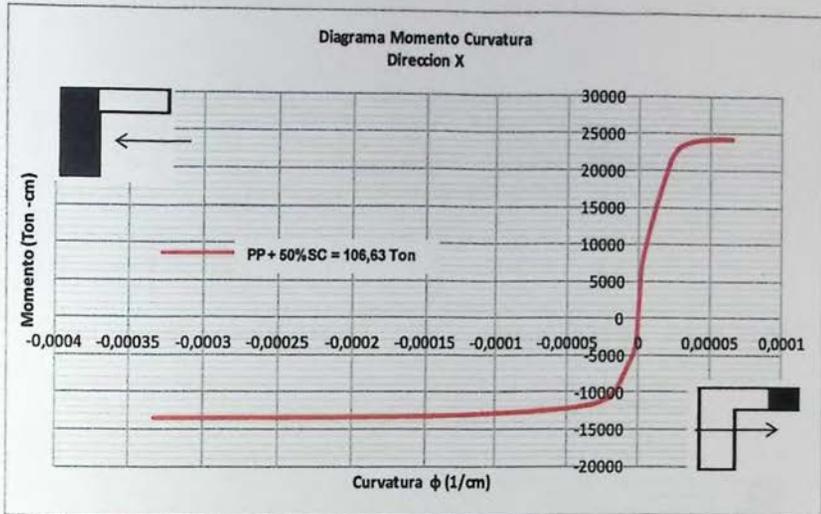


Figura B.1.7. Diagrama de Momento y Curvatura en X

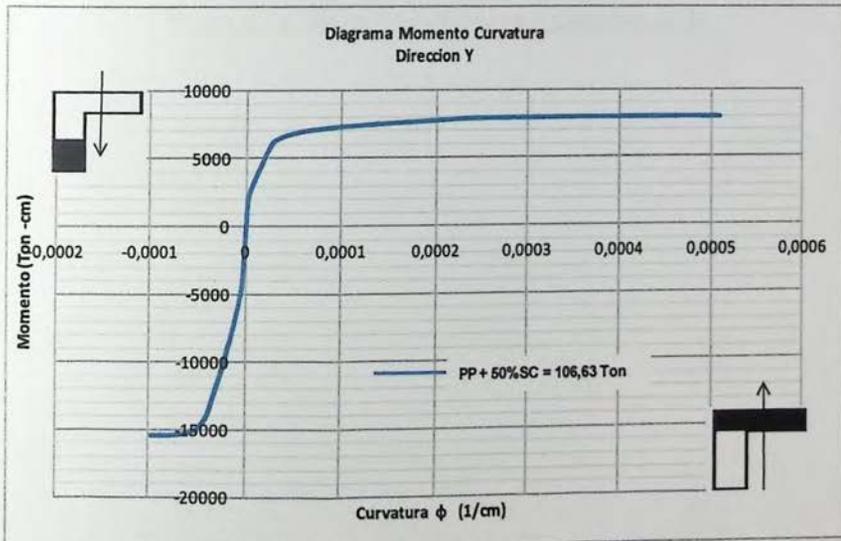


Figura B.1.8. Diagrama de Momento y Curvatura en Y

MUROS P23, P25:

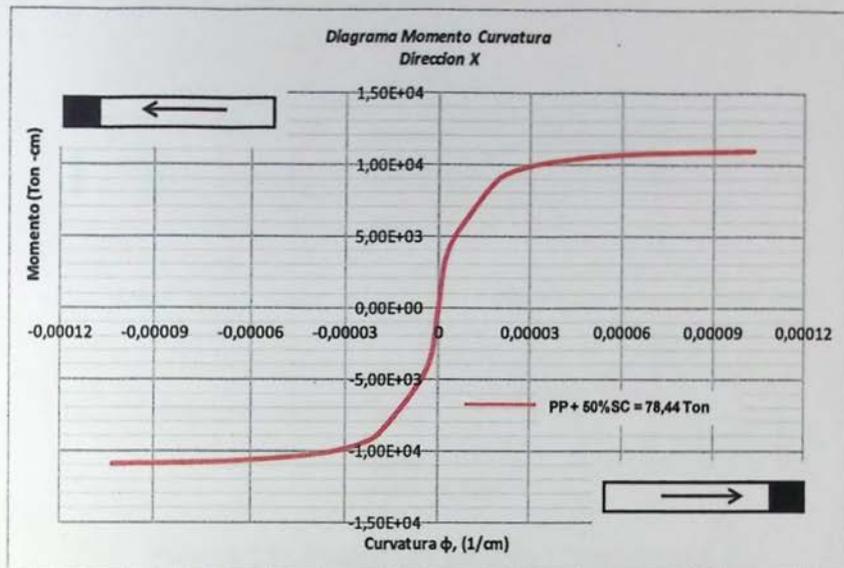


Figura B.1.9. Diagrama de Momento y Curvatura en X

MURO P24:

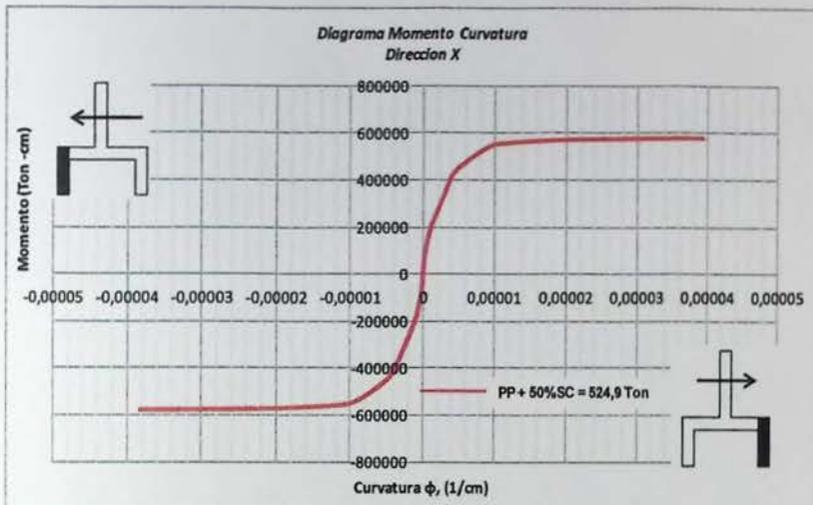


Figura B.1.10. Diagrama de Momento y Curvatura en X

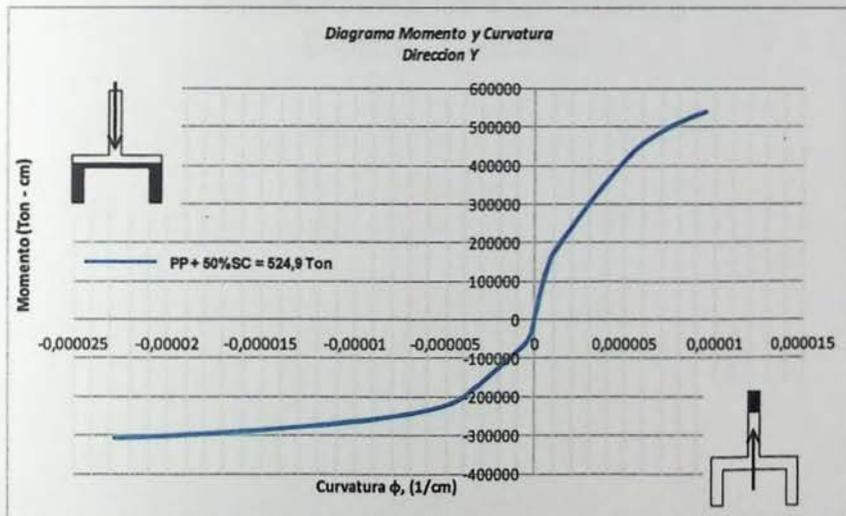
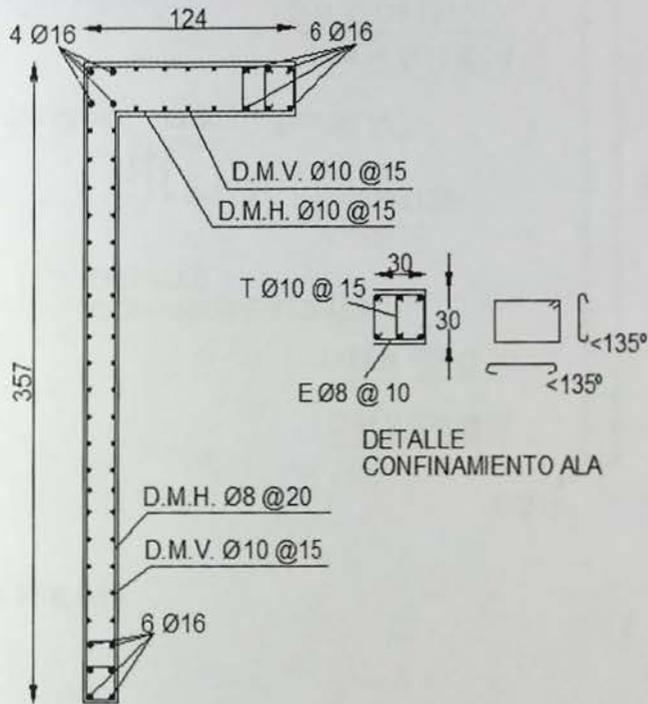


Figura B.1.11. Diagrama de Momento y Curvatura en Y

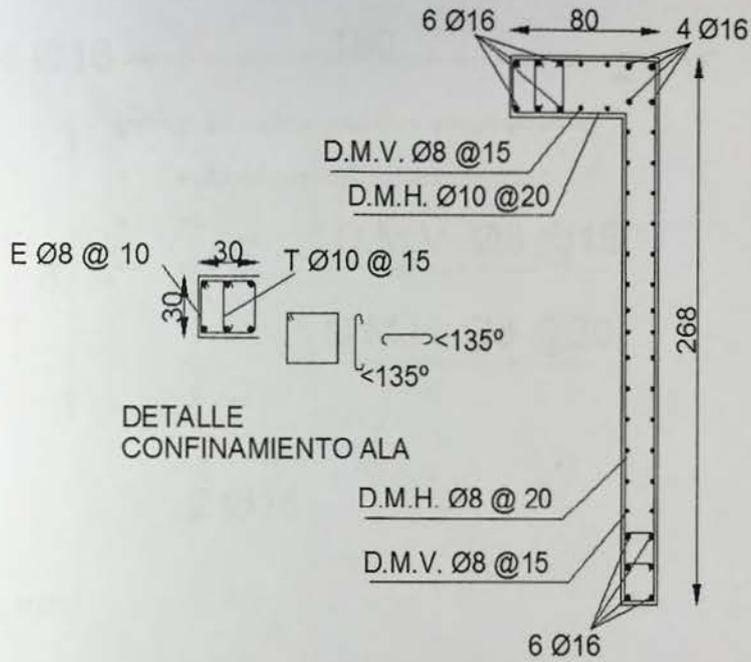
ANEXO C
ARMADURAS DE LOS MUROS
DISEÑO CHILENO

ARMADURA MUROS
PISOS 1 AL 12

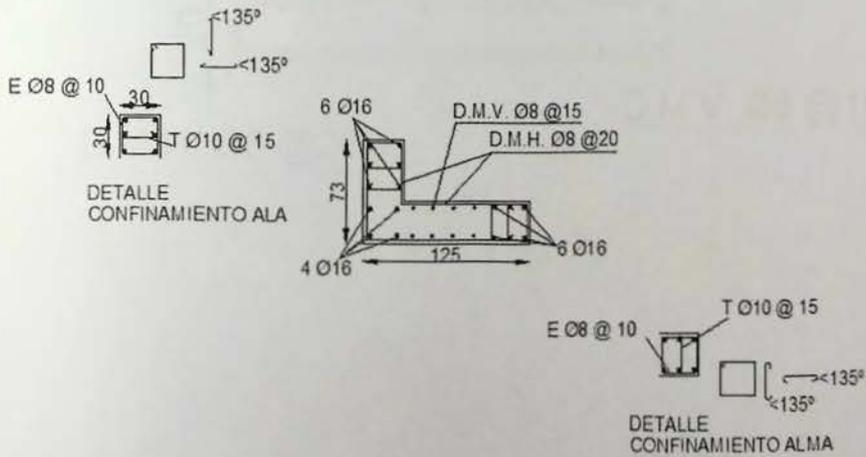
MUROS P1, P7, P15, P20:



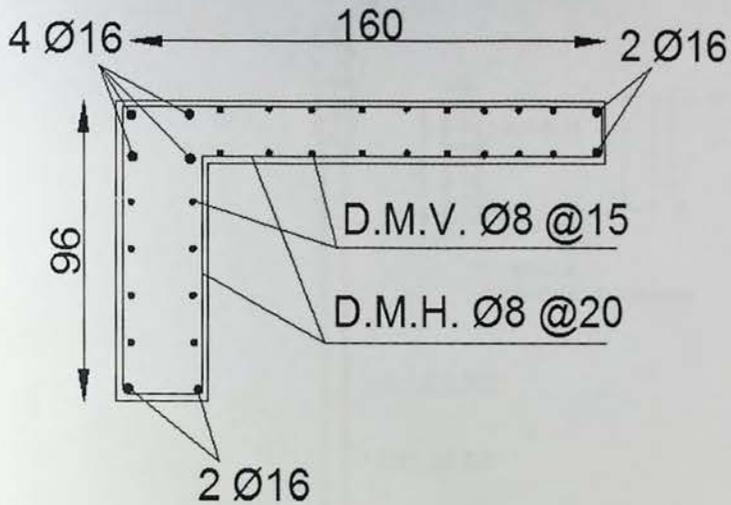
MUROS P2, P8, P14, P21:



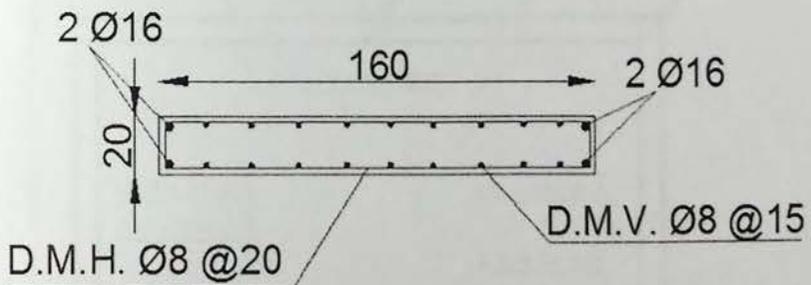
MUROS P3, P6, P16, P19:



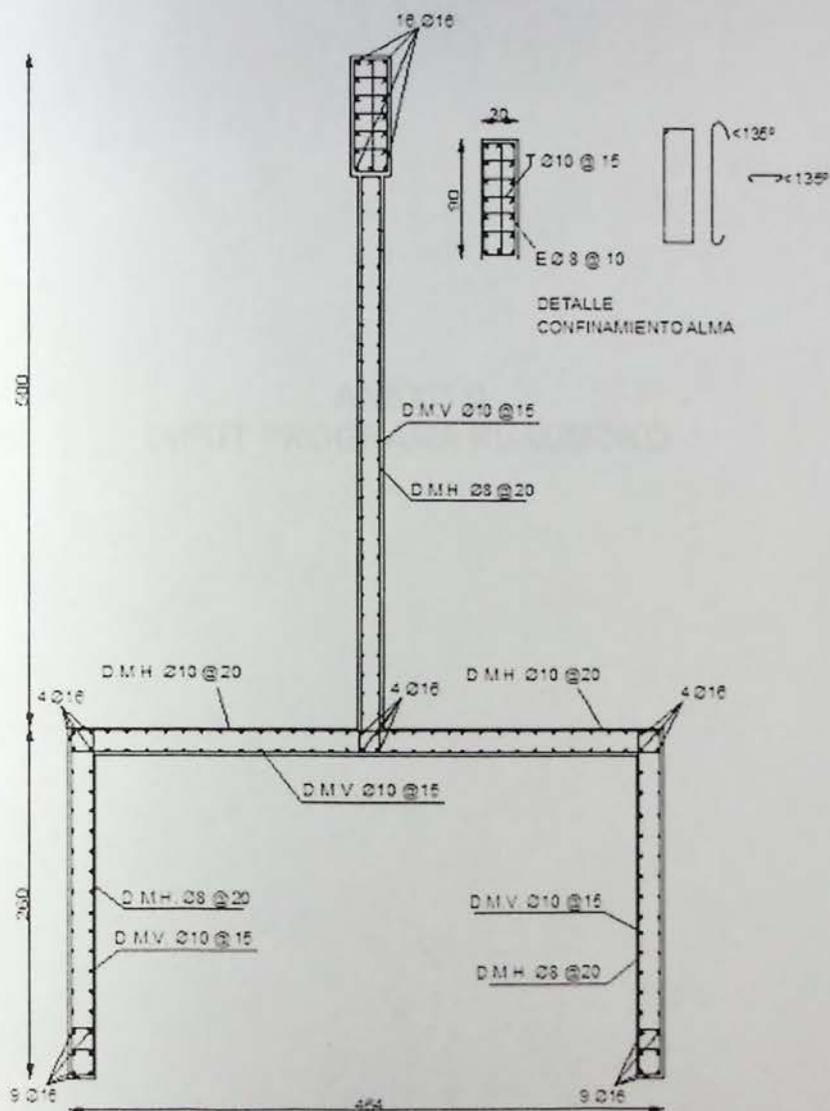
MUROS P10, P12:



MUROS P23, P25:



MURO P24:



ANEXO D
INPUT PROGRAMA RUAUMOKO

Ingreso de datos diseño chileno

sebanolineal

2 0 1 1 0 0 0 0 0 0

91 156 5 4 1 4 9.81 5 5 0.005 116.38 1

0 2 1 0 1 1 13 1 1 0

12 2 0.0001 0 0 0 0 0.1

NODES

1 0 2.52 0 0 0 0 0 0

2 0 5.04 0 0 0 0 0 0

3 0 7.56 0 0 0 0 0 0

4 0 10.08 0 0 0 0 0 0

5 0 12.60 0 0 0 0 0 0

6 0 15.12 0 0 0 0 0 0

7 0 17.64 0 0 0 0 0 0

8 0 20.16 0 0 0 0 0 0

9 0 22.68 0 0 0 0 0 0

10 0 25.20 0 0 0 0 0 0

11 0 27.72 0 0 0 0 0 0

12 0 30.24 0 0 0 0 0 0

13 4 2.52 0 0 0 1 0 0

14 4 5.04 0 0 0 2 0 0

15 4 7.56 0 0 0 3 0 0

16 4 10.08 0 0 0 4 0 0

17 4 12.60 0 0 0 5 0 0

18 4 15.12 0 0 0 6 0 0

19 4 17.64 0 0 0 7 0 0

20 4 20.16 0 0 0 8 0 0

21 4 22.68 0 0 0 9 0 0

22 4 25.20 0 0 0 10 0 0

23 4 27.72 0 0 0 11 0 0

24 4 30.24 0 0 0 12 0 0

25 8 2.52 0 0 0 1 0 0

26 8 5.04 0 0 0 2 0 0

27 8 7.56 0 0 0 3 0 0

28 8 10.08 0 0 0 4 0 0

29 8 12.60 0 0 0 5 0 0

30 8 15.12 0 0 0 6 0 0

31 8 17.64 0 0 0 7 0 0

32 8 20.16 0 0 0 8 0 0

33 8 22.68 0 0 0 9 0 0

34 8 25.20 0 0 0 10 0 0

35 8 27.72 0 0 0 11 0 0

36 8 30.24 0 0 0 12 0 0

37 12 2.52 0 0 0 1 0 0

38 12 5.04 0 0 0 2 0 0

39 12 7.56 0 0 0 3 0 0

40 12 10.08 0 0 0 4 0 0

41 12 12.60 0 0 0 5 0 0

42 12 15.12 0 0 0 6 0 0

43 12 17.64 0 0 0 7 0 0

44 12 20.16 0 0 0 8 0 0

45 12 22.68 0 0 0 9 0 0

46 12 25.20 0 0 0 10 0 0
47 12 27.72 0 0 0 11 0 0
48 12 30.24 0 0 0 12 0 0
49 16 2.52 0 0 0 1 0 0
50 16 5.04 0 0 0 2 0 0
51 16 7.56 0 0 0 3 0 0
52 16 10.08 0 0 0 4 0 0
53 16 12.60 0 0 0 5 0 0
54 16 15.12 0 0 0 6 0 0
55 16 17.64 0 0 0 7 0 0
56 16 20.16 0 0 0 8 0 0
57 16 22.68 0 0 0 9 0 0
58 16 25.20 0 0 0 10 0 0
59 16 27.72 0 0 0 11 0 0
60 16 30.24 0 0 0 12 0 0
61 20 2.52 0 0 0 1 0 0
62 20 5.04 0 0 0 2 0 0
63 20 7.56 0 0 0 3 0 0
64 20 10.08 0 0 0 4 0 0
65 20 12.60 0 0 0 5 0 0
66 20 15.12 0 0 0 6 0 0
67 20 17.64 0 0 0 7 0 0
68 20 20.16 0 0 0 8 0 0
69 20 22.68 0 0 0 9 0 0
70 20 25.20 0 0 0 10 0 0
71 20 27.72 0 0 0 11 0 0
72 20 30.24 0 0 0 12 0 0
73 24 2.52 0 0 0 1 0 0
74 24 5.04 0 0 0 2 0 0
75 24 7.56 0 0 0 3 0 0
76 24 10.08 0 0 0 4 0 0
77 24 12.60 0 0 0 5 0 0
78 24 15.12 0 0 0 6 0 0
79 24 17.64 0 0 0 7 0 0
80 24 20.16 0 0 0 8 0 0
81 24 22.68 0 0 0 9 0 0
82 24 25.20 0 0 0 10 0 0
83 24 27.72 0 0 0 11 0 0
84 24 30.24 0 0 0 12 0 0
85 0 0 1 1 1 0 0 0
86 4 0 1 1 1 0 0 0
87 8 0 1 1 1 0 0 0
88 12 0 1 1 1 0 0 0
89 16 0 1 1 1 0 0 0
90 20 0 1 1 1 0 0 0
91 24 0 1 1 1 0 0 0

ELEMENTS

1 1 85 1 0 0
2 1 1 2 0 0
3 1 2 3 0 0
4 1 3 4 0 0
5 1 4 5 0 0
6 1 5 6 0 0
7 1 6 7 0 0

8 1 7 8 0 0
9 1 8 9 0 0
10 1 9 10 0 0
11 1 10 11 0 0
12 1 11 12 0 0
13 2 86 13 0 0
14 2 13 14 0 0
15 2 14 15 0 0
16 2 15 16 0 0
17 2 16 17 0 0
18 2 17 18 0 0
19 2 18 19 0 0
20 2 19 20 0 0
21 2 20 21 0 0
22 2 21 22 0 0
23 2 22 23 0 0
24 2 23 24 0 0
25 3 87 25 0 0
26 3 25 26 0 0
27 3 26 27 0 0
28 3 27 28 0 0
29 3 28 29 0 0
30 3 29 30 0 0
31 3 30 31 0 0
32 3 31 32 0 0
33 3 32 33 0 0
34 3 33 34 0 0
35 3 34 35 0 0
36 3 35 36 0 0
37 4 88 37 0 0
38 4 37 38 0 0
39 4 38 39 0 0
40 4 39 40 0 0
41 4 40 41 0 0
42 4 41 42 0 0
43 4 42 43 0 0
44 4 43 44 0 0
45 4 44 45 0 0
46 4 45 46 0 0
47 4 46 47 0 0
48 4 47 48 0 0
49 3 89 49 0 0
50 3 49 50 0 0
51 3 50 51 0 0
52 3 51 52 0 0
53 3 52 53 0 0
54 3 53 54 0 0
55 3 54 55 0 0
56 3 55 56 0 0
57 3 56 57 0 0
58 3 57 58 0 0
59 3 58 59 0 0
60 3 59 60 0 0
61 2 90 61 0 0
62 2 61 62 0 0

63 2 62 63 0 0
64 2 63 64 0 0
65 2 64 65 0 0
66 2 65 66 0 0
67 2 66 67 0 0
68 2 67 68 0 0
69 2 68 69 0 0
70 2 69 70 0 0
71 2 70 71 0 0
72 2 71 72 0 0
73 1 91 73 0 0
74 1 73 74 0 0
75 1 74 75 0 0
76 1 75 76 0 0
77 1 76 77 0 0
78 1 77 78 0 0
79 1 78 79 0 0
80 1 79 80 0 0
81 1 80 81 0 0
82 1 81 82 0 0
83 1 82 83 0 0
84 1 83 84 0 0
85 5 1 13 0 0
86 5 13 25 0 0
87 5 25 37 0 0
88 5 37 49 0 0
89 5 49 61 0 0
90 5 61 73 0 0
91 5 2 14 0 0
92 5 14 26 0 0
93 5 26 38 0 0
94 5 38 50 0 0
95 5 50 62 0 0
96 5 62 74 0 0
97 5 3 15 0 0
98 5 15 27 0 0
99 5 27 39 0 0
100 5 39 51 0 0
101 5 51 63 0 0
102 5 63 75 0 0
103 5 4 16 0 0
104 5 16 28 0 0
105 5 28 40 0 0
106 5 40 52 0 0
107 5 52 64 0 0
108 5 64 76 0 0
109 5 5 17 0 0
110 5 17 29 0 0
111 5 29 41 0 0
112 5 41 53 0 0
113 5 53 65 0 0
114 5 65 77 0 0
115 5 6 18 0 0
116 5 18 30 0 0
117 5 30 42 0 0

118 5 42 54 0 0
119 5 54 66 0 0
120 5 66 78 0 0
121 5 7 19 0 0
122 5 19 31 0 0
123 5 31 43 0 0
124 5 43 55 0 0
125 5 55 67 0 0
126 5 67 79 0 0
127 5 8 20 0 0
128 5 20 32 0 0
129 5 32 44 0 0
130 5 44 56 0 0
131 5 56 68 0 0
132 5 68 80 0 0
133 5 9 21 0 0
134 5 21 33 0 0
135 5 33 45 0 0
136 5 45 57 0 0
137 5 57 69 0 0
138 5 69 81 0 0
139 5 10 22 0 0
140 5 22 34 0 0
141 5 34 46 0 0
142 5 46 58 0 0
143 5 58 70 0 0
144 5 70 82 0 0
145 5 11 23 0 0
146 5 23 35 0 0
147 5 35 47 0 0
148 5 47 59 0 0
149 5 59 71 0 0
150 5 71 83 0 0
151 5 12 24 0 0
152 5 24 36 0 0
153 5 36 48 0 0
154 5 48 60 0 0
155 5 60 72 0 0
156 5 72 84 0 0

PROPS

1 FRAME

4 0 0 8 0 0 0 0
2.38E6 9.94E5 1.6 0.53 0.7 0 0.2 0.2 0 0
0 0.005 2.14 0
-2686 -312 1325 -312 -1927 525 0
0.263 0.375 396 -396 396 396 -396 396

2 FRAME

4 0 0 8 0 0 0 0
2.38E6 9.94E5 2.55 1.58 11.87 0 0.2 0.2 0 0
0 0.005 1.93 0
-3982 -486 1091 -486 -2662 730 0
0.156 0.254 375 -375 375 375 -375 375

3 FRAME

4 0 0 8 0 0 0 0
2.38E6 9.94E5 2.22 1.58 10.3 0 0.2 0.2 0 0
0 0.005 1.28 0
-3650 -273 1281 -273 -445 620 0
0.249 0.13 421 -421 421 421 -421 421

4 FRAME

4 0 0 8 0 0 0 0
2.38E6 9.94E5 2.98 1.17 6.5 0 0.2 0.2 0 0
0 0.005 3.62 0
-4900 -545 4010 -545 -4010 900 0
0.263 0.263 770 -770 770 770 -770 770

5 FRAME

1 0 0 4 0 0 0 0
2.38E6 9.94E5 0.32 0.32 0.017 0 0.2 0.2 0 0
0 0.005 0.3 0.3
10000 -10000 0.02 -0.02 0.02 -0.02
0 0 1 2

WEIGHTS

1 24.24 0 0
2 24.24 0 0
3 24.24 0 0
4 24.24 0 0
5 24.24 0 0
6 24.24 0 0
7 24.24 0 0
8 24.24 0 0
9 24.24 0 0
10 24.24 0 0
11 24.24 0 0
13 24.24 0 0
14 38.11 0 0
15 38.11 0 0
16 38.11 0 0
17 38.11 0 0
18 38.11 0 0
19 38.11 0 0
20 38.11 0 0
21 38.11 0 0
22 38.11 0 0
23 38.11 0 0
24 38.11 0 0
25 21.87 0 0
26 21.87 0 0
27 21.87 0 0
28 21.87 0 0
29 21.87 0 0
30 21.87 0 0
31 21.87 0 0
32 21.87 0 0
33 21.87 0 0

34 21.87 0 0
35 21.87 0 0
36 21.87 0 0
37 42.67 0 0
38 42.67 0 0
39 42.67 0 0
40 42.67 0 0
41 42.67 0 0
42 42.67 0 0
43 42.67 0 0
44 42.67 0 0
45 42.67 0 0
46 42.67 0 0
47 42.67 0 0
48 42.67 0 0
49 21.87 0 0
50 21.87 0 0
51 21.87 0 0
52 21.87 0 0
53 21.87 0 0
54 21.87 0 0
55 21.87 0 0
56 21.87 0 0
57 21.87 0 0
58 21.87 0 0
59 21.87 0 0
60 21.87 0 0
61 38.11 0 0
62 38.11 0 0
63 38.11 0 0
64 38.11 0 0
65 38.11 0 0
66 38.11 0 0
67 38.11 0 0
68 38.11 0 0
69 38.11 0 0
70 38.11 0 0
71 38.11 0 0
72 38.11 0 0
73 24.24 0 0
74 24.24 0 0
75 24.24 0 0
76 24.24 0 0
77 24.24 0 0
78 24.24 0 0
79 24.24 0 0
80 24.24 0 0
81 24.24 0 0
82 24.24 0 0
83 24.24 0 0
84 24.24 0 0
85 0 0 0
86 0 0 0
87 0 0 0
88 0 0 0

89 0 0 0
90 0 0 0
91 0 0 0

LOADS

1 0 -28.37 0
2 0 -28.37 0
3 0 -28.37 0
4 0 -28.37 0
5 0 -28.37 0
6 0 -28.37 0
7 0 -28.37 0
8 0 -28.37 0
9 0 -28.37 0
10 0 -28.37 0
11 0 -28.37 0
12 0 -28.37 0
13 0 -44.72 0
14 0 -44.72 0
15 0 -44.72 0
16 0 -44.72 0
17 0 -44.72 0
18 0 -44.72 0
19 0 -44.72 0
20 0 -44.72 0
21 0 -44.72 0
22 0 -44.72 0
23 0 -44.72 0
24 0 -44.72 0
25 0 -24.48 0
26 0 -24.48 0
27 0 -24.48 0
28 0 -24.48 0
29 0 -24.48 0
30 0 -24.48 0
31 0 -24.48 0
32 0 -24.48 0
33 0 -24.48 0
34 0 -24.48 0
35 0 -24.48 0
36 0 -24.48 0
37 0 -49.85 0
38 0 -49.85 0
39 0 -49.85 0
40 0 -49.85 0
41 0 -49.85 0
42 0 -49.85 0
43 0 -49.85 0
44 0 -49.85 0
45 0 -49.85 0
46 0 -49.85 0
47 0 -49.85 0
48 0 -49.85 0
49 0 -24.48 0
50 0 -24.48 0

51 0 -24.48 0
52 0 -24.48 0
53 0 -24.48 0
54 0 -24.48 0
55 0 -24.48 0
56 0 -24.48 0
57 0 -24.48 0
58 0 -24.48 0
59 0 -24.48 0
60 0 -24.48 0
61 0 -44.72 0
62 0 -44.72 0
63 0 -44.72 0
64 0 -44.72 0
65 0 -44.72 0
66 0 -44.72 0
67 0 -44.72 0
68 0 -44.72 0
69 0 -44.72 0
70 0 -44.72 0
71 0 -44.72 0
72 0 -44.72 0
73 0 -28.37 0
74 0 -28.37 0
75 0 -28.37 0
76 0 -28.37 0
77 0 -28.37 0
78 0 -28.37 0
79 0 -28.37 0
80 0 -28.37 0
81 0 -28.37 0
82 0 -28.37 0
83 0 -28.37 0
84 0 -28.37 0
85 0 -28.37 0
86 0 -44.72 0
87 0 -24.48 0
88 0 -49.85 0
89 0 -24.48 0
90 0 -44.72 0
91 0 -28.37 0

EQUAKE Ilolloo.EQE
5 2 0.02 981 -1 0 0 1

Ingreso de datos diseño vision2000

sebanolineal

2 0 1 1 0 0 0 0 0 0

91 156 5 4 1 4 9.81 5 5 0.005 116.38 1

0 2 1 0 1 1 13 1 1 0

12 2 0.0001 0 0 0 0 0.1

NODES

1 0 2.52 0 0 0 0 0 0

2 0 5.04 0 0 0 0 0 0

3 0 7.56 0 0 0 0 0 0

4 0 10.08 0 0 0 0 0 0

5 0 12.60 0 0 0 0 0 0

6 0 15.12 0 0 0 0 0 0

7 0 17.64 0 0 0 0 0 0

8 0 20.16 0 0 0 0 0 0

9 0 22.68 0 0 0 0 0 0

10 0 25.20 0 0 0 0 0 0

11 0 27.72 0 0 0 0 0 0

12 0 30.24 0 0 0 0 0 0

13 4 2.52 0 0 0 1 0 0

14 4 5.04 0 0 0 2 0 0

15 4 7.56 0 0 0 3 0 0

16 4 10.08 0 0 0 4 0 0

17 4 12.60 0 0 0 5 0 0

18 4 15.12 0 0 0 6 0 0

19 4 17.64 0 0 0 7 0 0

20 4 20.16 0 0 0 8 0 0

21 4 22.68 0 0 0 9 0 0

22 4 25.20 0 0 0 10 0 0

23 4 27.72 0 0 0 11 0 0

24 4 30.24 0 0 0 12 0 0

25 8 2.52 0 0 0 1 0 0

26 8 5.04 0 0 0 2 0 0

27 8 7.56 0 0 0 3 0 0

28 8 10.08 0 0 0 4 0 0

29 8 12.60 0 0 0 5 0 0

30 8 15.12 0 0 0 6 0 0

31 8 17.64 0 0 0 7 0 0

32 8 20.16 0 0 0 8 0 0

33 8 22.68 0 0 0 9 0 0

34 8 25.20 0 0 0 10 0 0

35 8 27.72 0 0 0 11 0 0

36 8 30.24 0 0 0 12 0 0

37 12 2.52 0 0 0 1 0 0

38 12 5.04 0 0 0 2 0 0

39 12 7.56 0 0 0 3 0 0

40 12 10.08 0 0 0 4 0 0

41 12 12.60 0 0 0 5 0 0

42 12 15.12 0 0 0 6 0 0

43 12 17.64 0 0 0 7 0 0

44 12 20.16 0 0 0 8 0 0

45 12 22.68 0 0 0 9 0 0

46 12 25.20 0 0 0 10 0
47 12 27.72 0 0 0 11 0
48 12 30.24 0 0 0 12 0
49 16 2.52 0 0 0 1 0
50 16 5.04 0 0 0 2 0
51 16 7.56 0 0 0 3 0
52 16 10.08 0 0 0 4 0
53 16 12.60 0 0 0 5 0
54 16 15.12 0 0 0 6 0
55 16 17.64 0 0 0 7 0
56 16 20.16 0 0 0 8 0
57 16 22.68 0 0 0 9 0
58 16 25.20 0 0 0 10 0
59 16 27.72 0 0 0 11 0
60 16 30.24 0 0 0 12 0
61 20 2.52 0 0 0 1 0
62 20 5.04 0 0 0 2 0
63 20 7.56 0 0 0 3 0
64 20 10.08 0 0 0 4 0
65 20 12.60 0 0 0 5 0
66 20 15.12 0 0 0 6 0
67 20 17.64 0 0 0 7 0
68 20 20.16 0 0 0 8 0
69 20 22.68 0 0 0 9 0
70 20 25.20 0 0 0 10 0
71 20 27.72 0 0 0 11 0
72 20 30.24 0 0 0 12 0
73 24 2.52 0 0 0 1 0
74 24 5.04 0 0 0 2 0
75 24 7.56 0 0 0 3 0
76 24 10.08 0 0 0 4 0
77 24 12.60 0 0 0 5 0
78 24 15.12 0 0 0 6 0
79 24 17.64 0 0 0 7 0
80 24 20.16 0 0 0 8 0
81 24 22.68 0 0 0 9 0
82 24 25.20 0 0 0 10 0
83 24 27.72 0 0 0 11 0
84 24 30.24 0 0 0 12 0
85 0 0 1 1 1 0 0
86 4 0 1 1 1 0 0
87 8 0 1 1 1 0 0
88 12 0 1 1 1 0 0
89 16 0 1 1 1 0 0
90 20 0 1 1 1 0 0
91 24 0 1 1 1 0 0

ELEMENTS

1 1 85 1 0 0
2 1 1 2 0 0
3 1 2 3 0 0
4 1 3 4 0 0
5 1 4 5 0 0
6 1 5 6 0 0
7 1 6 7 0 0

8 1 7 8 0 0
9 1 8 9 0 0
10 1 9 10 0 0
11 1 10 11 0 0
12 1 11 12 0 0
13 2 86 13 0 0
14 2 13 14 0 0
15 2 14 15 0 0
16 2 15 16 0 0
17 2 16 17 0 0
18 2 17 18 0 0
19 2 18 19 0 0
20 2 19 20 0 0
21 2 20 21 0 0
22 2 21 22 0 0
23 2 22 23 0 0
24 2 23 24 0 0
25 3 87 25 0 0
26 3 25 26 0 0
27 3 26 27 0 0
28 3 27 28 0 0
29 3 28 29 0 0
30 3 29 30 0 0
31 3 30 31 0 0
32 3 31 32 0 0
33 3 32 33 0 0
34 3 33 34 0 0
35 3 34 35 0 0
36 3 35 36 0 0
37 4 88 37 0 0
38 4 37 38 0 0
39 4 38 39 0 0
40 4 39 40 0 0
41 4 40 41 0 0
42 4 41 42 0 0
43 4 42 43 0 0
44 4 43 44 0 0
45 4 44 45 0 0
46 4 45 46 0 0
47 4 46 47 0 0
48 4 47 48 0 0
49 3 89 49 0 0
50 3 49 50 0 0
51 3 50 51 0 0
52 3 51 52 0 0
53 3 52 53 0 0
54 3 53 54 0 0
55 3 54 55 0 0
56 3 55 56 0 0
57 3 56 57 0 0
58 3 57 58 0 0
59 3 58 59 0 0
60 3 59 60 0 0
61 2 90 61 0 0
62 2 61 62 0 0

63 2 62 63 0 0
64 2 63 64 0 0
65 2 64 65 0 0
66 2 65 66 0 0
67 2 66 67 0 0
68 2 67 68 0 0
69 2 68 69 0 0
70 2 69 70 0 0
71 2 70 71 0 0
72 2 71 72 0 0
73 1 91 73 0 0
74 1 73 74 0 0
75 1 74 75 0 0
76 1 75 76 0 0
77 1 76 77 0 0
78 1 77 78 0 0
79 1 78 79 0 0
80 1 79 80 0 0
81 1 80 81 0 0
82 1 81 82 0 0
83 1 82 83 0 0
84 1 83 84 0 0
85 5 1 13 0 0
86 5 13 25 0 0
87 5 25 37 0 0
88 5 37 49 0 0
89 5 49 61 0 0
90 5 61 73 0 0
91 5 2 14 0 0
92 5 14 26 0 0
93 5 26 38 0 0
94 5 38 50 0 0
95 5 50 62 0 0
96 5 62 74 0 0
97 5 3 15 0 0
98 5 15 27 0 0
99 5 27 39 0 0
100 5 39 51 0 0
101 5 51 63 0 0
102 5 63 75 0 0
103 5 4 16 0 0
104 5 16 28 0 0
105 5 28 40 0 0
106 5 40 52 0 0
107 5 52 64 0 0
108 5 64 76 0 0
109 5 5 17 0 0
110 5 17 29 0 0
111 5 29 41 0 0
112 5 41 53 0 0
113 5 53 65 0 0
114 5 65 77 0 0
115 5 6 18 0 0
116 5 18 30 0 0
117 5 30 42 0 0

118 5 42 54 0 0
119 5 54 66 0 0
120 5 66 78 0 0
121 5 7 19 0 0
122 5 19 31 0 0
123 5 31 43 0 0
124 5 43 55 0 0
125 5 55 67 0 0
126 5 67 79 0 0
127 5 8 20 0 0
128 5 20 32 0 0
129 5 32 44 0 0
130 5 44 56 0 0
131 5 56 68 0 0
132 5 68 80 0 0
133 5 9 21 0 0
134 5 21 33 0 0
135 5 33 45 0 0
136 5 45 57 0 0
137 5 57 69 0 0
138 5 69 81 0 0
139 5 10 22 0 0
140 5 22 34 0 0
141 5 34 46 0 0
142 5 46 58 0 0
143 5 58 70 0 0
144 5 70 82 0 0
145 5 11 23 0 0
146 5 23 35 0 0
147 5 35 47 0 0
148 5 47 59 0 0
149 5 59 71 0 0
150 5 71 83 0 0
151 5 12 24 0 0
152 5 24 36 0 0
153 5 36 48 0 0
154 5 48 60 0 0
155 5 60 72 0 0
156 5 72 84 0 0

PROPS

1 FRAME

4 0 0 8 0 0 0 0
2.38E6 9.94E5 1.6 0.53 0.7 0 0.2 0.2 0 0
0 0.005 1.77 0
-3300 -312 1600 -312 -946 359 0
0.04 0.132 390 -390 390 390 -390 390

2 FRAME

4 0 0 8 0 0 0 0
2.38E6 9.94E5 2.55 1.58 11.87 0 0.2 0.2 0 0
0 0.005 1.77 0
-5100 -486 880 -486 -2190 450 0
0.261 0.519 430 -430 430 430 -430 430

3 FRAME

4 0 0 8 0 0 0 0
2.38E6 9.94E5 2.22 1.58 10.3 0 0.2 0.2 0 0
0 0.005 1.77 0
-4500 -273 1100 -273 -390 420 0
0.198 0.025 247 -247 247 247 -247 247

4 FRAME

4 0 0 8 0 0 0 0
2.38E6 9.94E5 2.98 1.17 6.5 0 0.2 0.2 0 0
0 0.005 2.35 0
-5600 -545 3450 -545 -3450 650 0
0.177 0.177 875 -875 875 875 -875 875

5 FRAME

1 0 0 4 0 0 0 0
2.38E6 9.94E5 0.32 0.32 0.017 0 0.2 0.2 0 0
0 0.005 0.3 0.3
10000 -10000 0.02 -0.02 0.02 -0.02
0 0 1 2

WEIGHTS

1 24.24 0 0
2 24.24 0 0
3 24.24 0 0
4 24.24 0 0
5 24.24 0 0
6 24.24 0 0
7 24.24 0 0
8 24.24 0 0
9 24.24 0 0
10 24.24 0 0
11 24.24 0 0
13 24.24 0 0
14 38.11 0 0
15 38.11 0 0
16 38.11 0 0
17 38.11 0 0
18 38.11 0 0
19 38.11 0 0
20 38.11 0 0
21 38.11 0 0
22 38.11 0 0
23 38.11 0 0
24 38.11 0 0
25 21.87 0 0
26 21.87 0 0
27 21.87 0 0
28 21.87 0 0
29 21.87 0 0
30 21.87 0 0
31 21.87 0 0
32 21.87 0 0
33 21.87 0 0
34 21.87 0 0

35 21.87 00
36 21.87 00
37 42.67 00
38 42.67 00
39 42.67 00
40 42.67 00
41 42.67 00
42 42.67 00
43 42.67 00
44 42.67 00
45 42.67 00
46 42.67 00
47 42.67 00
48 42.67 00
49 21.87 00
50 21.87 00
51 21.87 00
52 21.87 00
53 21.87 00
54 21.87 00
55 21.87 00
56 21.87 00
57 21.87 00
58 21.87 00
59 21.87 00
60 21.87 00
61 38.11 00
62 38.11 00
63 38.11 00
64 38.11 00
65 38.11 00
66 38.11 00
67 38.11 00
68 38.11 00
69 38.11 00
70 38.11 00
71 38.11 00
72 38.11 00
73 24.24 00
74 24.24 00
75 24.24 00
76 24.24 00
77 24.24 00
78 24.24 00
79 24.24 00
80 24.24 00
81 24.24 00
82 24.24 00
83 24.24 00
84 24.24 00
85 0 0 0
86 0 0 0
87 0 0 0
88 0 0 0
89 0 0 0

90 0 0 0
91 0 0 0

LOADS

1 0 -28.37 0
2 0 -28.37 0
3 0 -28.37 0
4 0 -28.37 0
5 0 -28.37 0
6 0 -28.37 0
7 0 -28.37 0
8 0 -28.37 0
9 0 -28.37 0
10 0 -28.37 0
11 0 -28.37 0
12 0 -28.37 0
13 0 -44.72 0
14 0 -44.72 0
15 0 -44.72 0
16 0 -44.72 0
17 0 -44.72 0
18 0 -44.72 0
19 0 -44.72 0
20 0 -44.72 0
21 0 -44.72 0
22 0 -44.72 0
23 0 -44.72 0
24 0 -44.72 0
25 0 -24.48 0
26 0 -24.48 0
27 0 -24.48 0
28 0 -24.48 0
29 0 -24.48 0
30 0 -24.48 0
31 0 -24.48 0
32 0 -24.48 0
33 0 -24.48 0
34 0 -24.48 0
35 0 -24.48 0
36 0 -24.48 0
37 0 -49.85 0
38 0 -49.85 0
39 0 -49.85 0
40 0 -49.85 0
41 0 -49.85 0
42 0 -49.85 0
43 0 -49.85 0
44 0 -49.85 0
45 0 -49.85 0
46 0 -49.85 0
47 0 -49.85 0
48 0 -49.85 0
49 0 -24.48 0
50 0 -24.48 0
51 0 -24.48 0

52 0 -24.48 0
53 0 -24.48 0
54 0 -24.48 0
55 0 -24.48 0
56 0 -24.48 0
57 0 -24.48 0
58 0 -24.48 0
59 0 -24.48 0
60 0 -24.48 0
61 0 -44.72 0
62 0 -44.72 0
63 0 -44.72 0
64 0 -44.72 0
65 0 -44.72 0
66 0 -44.72 0
67 0 -44.72 0
68 0 -44.72 0
69 0 -44.72 0
70 0 -44.72 0
71 0 -44.72 0
72 0 -44.72 0
73 0 -28.37 0
74 0 -28.37 0
75 0 -28.37 0
76 0 -28.37 0
77 0 -28.37 0
78 0 -28.37 0
79 0 -28.37 0
80 0 -28.37 0
81 0 -28.37 0
82 0 -28.37 0
83 0 -28.37 0
84 0 -28.37 0
85 0 -28.37 0
86 0 -44.72 0
87 0 -24.48 0
88 0 -49.85 0
89 0 -24.48 0
90 0 -44.72 0
91 0 -28.37 0

EQUAKE Ilolloe.EQE
5 2 0.02 981 -1 0 0 1