

marc
66613

T
G984d
2012

Universidad de Valparaíso
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil



“Diseño y comparación de demandas de ductilidad para un edificio estructurado con marcos y uno con estructuración mixta”

por

Cristian Andrés Gutiérrez Muñoz

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

Profesor Guía: Alejandro Morales Gómez.

Normas
ACERCA
DEFORMACIÓN

R. 16867

Mayo 2012

*Dedicado a mis padres,
quienes brindaron el amor y apoyo
incondicional a esta larga carrera.*

*A mi novia Daniela Barra,
quien ha sido la compañera y pilar
fundamental del desarrollo de este
objetivo.*

*A mis amigos, por compartir esos
momentos de estrés y felicidad
durante todo el proceso
universitario.*

AGRADECIMIENTOS

A mi profesor guía Alejandro Morales, quien me dio la oportunidad de realizar esta tesis, entregándome su colaboración y apoyo cuando fue necesario; así como su confianza y amistad.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
ÍNDICE GENERAL	i
ÍNDICE DE TABLAS.....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	2
Objetivos Generales	2
Objetivos Específicos	2
ALCANCES	2
CAPITULO I - ESTRUCTURAS ANALIZADAS	4
1.1 Modelo de la Estructura.....	7
1.2 Materiales utilizados	7
1.2.1 Hormigón.....	7
1.2.2 Acero de Refuerzo.....	8
CAPÍTULO II - ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN DECRETO SUPREMO N° 117 Y NORMA NCh433 Of.96 Mod.2009.	9
2.1 Solicitaciones	9
2.2 Espectro de Diseño	9
2.3 Combinaciones de los Estados de Carga	12
2.4 Resultados del Análisis Sísmico	13
2.4.1 Limitaciones del esfuerzo de corte basal	13
2.4.2 Desplazamiento lateral de entrepiso.....	15
2.4.3 Desplazamiento lateral máximo	16
CAPÍTULO III - DISEÑO DE ELEMENTOS SEGÚN ACI 318-08 Y DECRETO SUPREMO N° 118.	19
3.1 Resistencia de diseño.....	19
3.2 Elementos sometidos a flexión	20
3.2.1 Refuerzo transversal	28
3.2.2 Requisitos de resistencia a cortante	29
3.3 Elementos sometidos a flexo-compresión.....	42
3.3.1 Refuerzo longitudinal	44

3.3.2 Refuerzo transversal	56
3.4 Nudos en pórticos especiales resistentes a momento	57
3.4.1 Refuerzo transversal	58
3.4.2 Resistencia al corte	58
3.5 Diseño de refuerzo cortante en muros	65
3.6 Capacidad de deformación	70
3.7 Elementos de borde	73
CAPÍTULO IV - ANALIS NO-LINEAL.....	76
4.1 Modelo esfuerzo - deformación del hormigón no confinado	76
4.2 Modelo esfuerzo – deformación del acero estructural.....	77
4.3 Análisis Seccional.....	79
4.4 Análisis Tiempo Historia	79
4.5 Desplazamientos	80
4.6 Demandas de ductilidad	86
4.6.1 Resumen y comparación de demandas de ductilidad	105
4.7 Corte en Muros y Columnas	111
CONCLUSIONES	116
BIBLIOGRAFÍA	119
ANEXOS.....	120

ÍNDICE DE TABLAS

		Pág.
Tabla 1.1:	Propiedades Físicas Hormigón H30.	7
Tabla 1.2:	Clasificación de los hormigones por resistencia especificada a la compresión según NCh170 Of.85.	8
Tabla 1.3:	Propiedades físicas Acero Estructural A630-420H.	8
Tabla 2.1:	Parámetros sísmicos.	11
Tabla 2.2:	Corte basal estructura con marcos.	13
Tabla 2.3:	Resultado análisis sísmico y factor de reducción en dirección X.	13
Tabla 2.4:	Resultado análisis sísmico y factor de reducción en dirección Y.	13
Tabla 2.5:	Corte basal estructura mixta.	14
Tabla 2.6:	Resultado análisis sísmico y factor de reducción en dirección X.	14
Tabla 2.7:	Resultado análisis sísmico y factor de reducción en dirección Y.	14
Tabla 2.8:	Desplazamiento lateral de diseño en estructura con marcos.	17
Tabla 2.9:	Desplazamiento lateral de diseño en Estructura mixta.	18
Tabla 3.1:	Armadura a flexión de vigas en estructura con marcos.	23
Tabla 3.2:	Armadura a flexión de vigas en estructura mixta.	26
Tabla 3.3:	Esfuerzos de diseño de corte en vigas, estructura con marcos.	31
Tabla 3.4:	Esfuerzos de diseño de corte en vigas, estructura mixta.	34
Tabla 3.5:	Esfuerzos de diseño de corte en columnas, estructura con marcos.	40
Tabla 3.6:	Esfuerzos de diseño de corte en columnas, estructura mixta.	42
Tabla 3.7:	Verificación Viga débil – Columna fuerte, estructura con marcos.	55
Tabla 3.8:	Verificación Viga débil – Columna fuerte, estructura mixta.	55
Tabla 3.9:	Verificación de nudos, estructura con marcos.	60
Tabla 3.10:	Verificación de nudos, estructura mixta.	60
Tabla 3.11:	Factores de diseño - Corte por capacidad muro “C”.	66

Tabla 3.12:	Armadura de corte en X e Y, debido a Diseño por Capacidad.....	69
Tabla 3.13:	Armadura de corte en X e Y, según alternativa del Decreto Supremo N°118.	70
Tabla 3.14:	Capacidad y demanda de deformación, muro C.....	73
Tabla 3.15:	Longitud de confinamiento, Muro C.....	75
Tabla 4.1:	Máximos desplazamientos laterales absolutos en estructuras analizadas	85
Tabla 4.2:	Máximos desplazamientos relativos de entrepiso en estructuras analizadas	86
Tabla 4.3:	Demandas de ductilidad viga 001 borde, estructura con marcos.	87
Tabla 4.4:	Demandas de ductilidad columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, estructura con marcos.....	88
Tabla 4.5:	Demandas de ductilidad viga 008, estructura con marcos.	90
Tabla 4.6:	Límites de curvatura columna interior, cuantía $\rho = 2,5\%$, estructura con marcos.....	91
Tabla 4.7:	Demandas de Ductilidad Viga 004 Borde, estructura con marcos.	92
Tabla 4.8:	Límites de curvatura columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, estructura con marcos.....	93
Tabla 4.9:	Demandas de ductilidad viga 010 borde, estructura con marcos.	94
Tabla 4.10:	Límites de curvatura columna interior, cuantía $\rho = 2,5\%$, estructura con marcos.....	95
Tabla 4.11:	Demandas de ductilidad viga 014, estructura mixta.	96
Tabla 4.12:	Límites de curvatura columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, estructura mixta.....	97
Tabla 4.13:	Demandas de ductilidad viga 019 borde, Estructura mixta.	98
Tabla 4.14:	Límites de curvatura columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, estructura mixta.....	99
Tabla 4.15:	Demandas de ductilidad muro "C", dirección X, estructura mixta.....	100
Tabla 4.16:	Demandas de ductilidad viga 016 interior, estructura mixta.	101

Tabla 4.17:	Límites de curvatura columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, estructura mixta.....	102
Tabla 4.18:	Demandas de ductilidad viga acople, estructura mixta.....	103
Tabla 4.19:	Límites de curvatura columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, estructura mixta.....	104
Tabla 4.20:	Demandas de ductilidad muro "C", dirección Y, estructura mixta.....	105
Tabla 4.21:	Razón de ductilidad de curvatura - Estructuras analizadas.....	105
Tabla 4.22:	Resumen rótulas en vigas, estructura con marcos.....	110
Tabla 4.23:	Resumen de rótulas en vigas, estructura mixta.....	110
Tabla 4.24:	Resumen de rótulas en columnas, estructura con marcos.....	110
Tabla 4.25:	Resumen de rotulas en columnas, estructura mixta.....	110
Tabla 4.26:	Esfuerzos de corte en columnas, estructura con marcos.	115
Tabla 4.27:	Esfuerzos de corte en columnas, estructura mixta.	115

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1: Planta tipo - Edificio estructurado con marcos.....	5
Figura 1.2: Planta tipo - Edificio con estructuración mixta.	6
Figura 2.1: Definición genérica del espectro de pseudo aceleración.....	10
Figura 2.2: Espectro elástico de pseudo aceleración.	12
Figura 2.3: Desplazamiento lateral de entrepiso, estructura con marcos.	15
Figura 2.4: Desplazamientos laterales de entrepiso, estructura mixta.	16
Figura 2.5: Desplazamiento lateral de diseño en estructura con marcos.	17
Figura 2.6: Desplazamiento lateral de diseño en estructura mixta.....	18
Figura 3.1: Variación de \emptyset para elementos sometidos a carga axial y flexión.....	20
Figura 3.2: Distribución de vigas en estructura con marcos, ejes 1 y 2.	22
Figura 3.3: Distribución de vigas en estructura con marcos, ejes A y B.	22
Figura 3.4: Armadura a flexión de vigas en estructura con marcos, Ejes 1 y 2.	24
Figura 3.5: Armadura a flexión de vigas en estructura con marcos, Ejes A y B.	24
Figura 3.6: Distribución de vigas en estructura mixta, ejes 1 y 2.	25
Figura 3.7: Distribución de vigas en estructura mixta, ejes A y B.	25
Figura 3.8: Armadura a flexión de vigas en estructura mixta, Ejes 1 y 2.	27
Figura 3.9: Armadura a flexión de vigas en estructura mixta, Ejes A y B.	27
Figura 3.10: Corte de diseño para vigas.....	30
Figura 3.11: Distribución armadura de corte en vigas Eje 1, estructura con marcos.....	32
Figura 3.12: Distribución armadura de corte en vigas Eje A, estructura con marcos.....	32

Figura 3.13: Distribución armadura de corte en vigas Eje 2, estructura con marcos.....	33
Figura 3.14: Distribución armadura de corte en vigas Eje B, estructura con marcos.....	33
Figura 3.15: Distribución armadura de corte en vigas Eje 1, estructura mixta.....	35
Figura 3.16: Distribución armadura de corte en vigas Eje A, estructura mixta.....	35
Figura 3.17: Distribución armadura de corte en vigas Eje 2, estructura mixta.....	36
Figura 3.18: Distribución armadura de corte en vigas Eje B, estructura mixta.....	36
Figura 3.19: Corte de diseño para columnas sobre el primer nivel.....	37
Figura 3.20: Sistema Viga - Columna.....	37
Figura 3.21: Corte de diseño para columnas del primer nivel.....	38
Figura 3.22: Distribución de columnas en estructura con marcos.....	40
Figura 3.23: Distribución de columnas en estructura mixta.....	41
Figura 3.24: Modelo bilineal: esfuerzo - deformación acero estructural.....	43
Figura 3.25: Diagrama de Interacción nominal de un elemento sometido a Flexo - Compresión.....	44
Figura 3.26: Planta de distribución de columnas en sistema de marcos.....	45
Figura 3.27: Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ estructura con marcos, análisis dirección X.....	46
Figura 3.28: Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ estructura con marcos, análisis dirección Y.....	46
Figura 3.29: Diagrama de interacción columna $\rho = 1,5\%$ estructura con marcos, análisis dirección X.....	47
Figura 3.30: Diagrama de interacción columna $\rho = 1,5\%$ estructura con marcos, análisis dirección Y.....	47
Figura 3.31: Diagrama de interacción columna $\rho = 2\%$ estructura con marcos, análisis dirección X.....	48
Figura 3.32: Diagrama de interacción columna $\rho = 2\%$ estructura con marcos, análisis dirección Y.....	48
Figura 3.33: Diagrama de interacción columna $\rho = 2,5\%$ estructura con marcos, análisis dirección X.....	49

Figura 3.34:	Diagrama de interacción columna $\rho = 2,5\%$ estructura con marcos, análisis dirección Y.	49
Figura 3.35:	Planta de ubicación de columnas y muros en sistema mixto.	50
Figura 3.36:	Diagrama de interacción columna $\rho=1\%$ estructura mixta, análisis dirección X.	51
Figura 3.37:	Diagrama de interacción columna $\rho=1\%$ estructura mixta, análisis dirección Y.	51
Figura 3.38:	Armadura de flexo-compresión muro "C"	52
Figura 3.39:	Diagrama de interacción muro "C" estructura mixta, análisis dirección X.....	52
Figura 3.40:	Diagrama de interacción muro "C" estructura mixta, análisis dirección Y.....	53
Figura 3.41:	Sentido de análisis, Viga débil-Columna fuerte	54
Figura 3.42:	Fuerza cortante de diseño en nudos.	58
Figura 3.43:	Sistema viga-columna.	59
Figura 3.44:	Columna de borde, cuantía $\rho = 1\%$	61
Figura 3.45:	Columna interior, cuantía $\rho = 1.5\%$	61
Figura 3.46:	Columna interior, cuantía $\rho = 2\%$	62
Figura 3.47:	Columna de borde, cuantía $\rho = 2\%$	62
Figura 3.48:	Columna interior, cuantía $\rho = 2.5\%$	63
Figura 3.49:	Columna de borde, cuantía $\rho = 1.5\%$	63
Figura 3.50:	Columna de borde, cuantía $\rho = 1\%$	64
Figura 3.51:	Columna interior, cuantía $\rho = 1\%$	64
Figura 3.52:	Dirección de análisis muro "C"	65
Figura 3.53:	Diagramas de corte muro "C", análisis dirección X.	67
Figura 3.54:	Diagramas de corte muro "C", análisis dirección Y.....	68
Figura 3.55:	Capacidad de deformación de un muro.....	71
Figura 3.56:	Diagrama de momento – curvatura, muro "C" dirección X	72
Figura 3.57:	Diagrama de momento – curvatura, muro "C" dirección Y	72
Figura 3.58:	Elementos de confinamiento, alas comprimidas muro "C"	75
Figura 4.1:	Modelo esfuerzo - deformación del hormigón H30	77
Figura 4.2:	Modelo típico esfuerzo - deformación acero estructural.	78
Figura 4.3:	Análisis seccional Muro C, Dirección Y.	79

Figura 4.4:	Registro Terremoto 1985 Chile - Viña del Mar, componente S20W.....	80
Figura 4.5:	Registro Terremoto 1985 Chile - Lollleo, componente N10E.....	80
Figura 4.6:	Envolvente de desplazamientos laterales, Ejes 1-2, Registro Viña del Mar (S20W).....	81
Figura 4.7:	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Ejes 1-2, Registro Viña del Mar (S20W).....	81
Figura 4.8:	Envolvente de desplazamientos laterales, Ejes 1-2, Registro Lollleo (N10E).	82
Figura 4.9:	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Ejes 1-2, Registro Lollleo (N10E).	82
Figura 4.10:	Envolvente de desplazamientos laterales, Ejes A-B, Registro Viña del Mar (S20W).....	83
Figura 4.11:	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Ejes A-B, Registro Viña del Mar (S20W).	83
Figura 4.12:	Envolvente de desplazamientos laterales, Ejes A-B, Registro Lollleo (N10E).	84
Figura 4.13:	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Ejes A-B, Registro Lollleo (N10E).....	84
Figura 4.14:	Curva de histéresis viga 001 borde, Registro Viña del Mar (S20W).....	87
Figura 4.15:	Curva de histéresis viga 001 borde, Registro Lollleo (N10E).....	87
Figura 4.16:	Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W).....	88
Figura 4.17:	Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lollleo (N10E)	88
Figura 4.18:	Curva de histéresis viga 008, Registro Viña del Mar (S20W).....	89
Figura 4.19:	Curva de histéresis viga 008, Registro Lollleo (N10E).....	89
Figura 4.20:	Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 2,5\%$, Registro Viña del Mar (S20W).....	90
Figura 4.21:	Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 2,5\%$, Registro Lollleo (N10E)	90
Figura 4.22:	Curva de histéresis viga 004 borde, Registro Viña del Mar (S20W).....	91

Figura 4.23:	Curva de histéresis viga 004 borde, Registro Lollole (N10E).....	91
Figura 4.24:	Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W).....	92
Figura 4.25:	Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lollole (N10E)	92
Figura 4.26:	Curva de histéresis viga 010 borde, Registro Viña del Mar (S20W).....	93
Figura 4.27:	Curva de histéresis viga 010 borde, Registro Lollole (N10E).....	93
Figura 4.28:	Curva de histéresis columna Interior, cuantía $\rho = 2,5\%$, Registro Viña del Mar (S20W).....	94
Figura 4.29:	Curva de histéresis columna Interior, cuantía $\rho = 2,5\%$, Registro Lollole (N10E)	94
Figura 4.30:	Curva de histéresis viga 014, Registro Viña del Mar (S20W).....	95
Figura 4.31:	Curva de histéresis viga 014, Registro Lollole (N10E).....	95
Figura 4.32:	Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W).....	96
Figura 4.33:	Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lollole (N10E)	96
Figura 4.34:	Curva de histéresis viga 019 borde, Registro Viña del Mar (S20W).....	97
Figura 4.35:	Curva de histéresis viga 019 borde, Registro Lollole (N10E).....	97
Figura 4.36:	Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W).....	98
Figura 4.37:	Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lollole (N10E)	98
Figura 4.38:	Curva de histéresis muro "C", dirección X, Registro Viña del Mar (S20W).....	99
Figura 4.39:	Curva de histéresis muro "C", dirección X, Registro Lollole (N10E)	99
Figura 4.40:	Curva de histéresis viga 016 interior, Registro Viña del Mar (S20W).....	100
Figura 4.41:	Curva de histéresis viga 016 interior, Registro Lollole (N10E).....	100

Figura 4.42:	Curva de histéresis columna Borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W).....	101
Figura 4.43:	Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lollole (N10E)	101
Figura 4.44:	Curva de histéresis viga acople, Registro Viña del Mar (S20W).....	102
Figura 4.45:	Curva de histéresis viga acople, Registro Lollole (N10E)	102
Figura 4.46:	Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W).....	103
Figura 4.47:	Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lollole (N10E)	103
Figura 4.48:	Curva de histéresis muro "C", dirección Y, Registro Viña del Mar (S20W).....	104
Figura 4.49:	Curva de histéresis muro "C", dirección Y, Registro Lollole (N10E)	104
Figura 4.50:	Demandas de ductilidad Ejes A-B, Registro Viña del Mar (S20W).....	106
Figura 4.51:	Demandas de ductilidad Ejes 1-2, Registro Viña del Mar (S20W).....	106
Figura 4.52:	Demandas de ductilidad Ejes A-B, Registro Lollole (N10E).....	107
Figura 4.53:	Demandas de ductilidad Ejes 1-2, Registro Lollole (N10E).....	107
Figura 4.54:	Demandas de ductilidad Ejes A-B, Registro Viña del Mar (S20W).....	108
Figura 4.55:	Demandas de ductilidad Ejes 1-2, Registro Viña del Mar (S20W).....	108
Figura 4.56:	Demandas de ductilidad Ejes A-B, Registro Lollole (N10E).....	109
Figura 4.57:	Demandas de ductilidad Ejes 1-2, Registro Lollole (N10E).....	109
Figura 4.58:	Diagramas de corte muro "C", dirección X.....	111
Figura 4.59:	Diagramas de corte muro "C", dirección Y.....	113

INTRODUCCIÓN

El 27 de febrero del 2010, una amplia zona de nuestro país fue afectada por un sismo de severa intensidad, el cual produjo un nivel de daños que se consideró por sobre lo aceptable. A causa de lo anterior, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo, determinó necesario fijar aspectos especiales que adecúen y complementen las normas técnicas en lo que respecta al diseño sísmico de estructuras de hormigón armado, hasta que el Instituto Nacional de Normalización confeccione una norma técnica correspondiente y se decrete oficial en la República de Chile.

Considerando lo anterior, el 5 de Noviembre del 2010, mediante el Decreto Supremo N° 117, se aprobó el reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y que complementa a la Norma Técnica NCh433 Of.96 Mod.2009; y mediante el Decreto Supremo N° 118, el reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado, y que ajusta a nuestra realidad lo especificado en el código ACI 318-08.

Es importante destacar que ante un sismo severo, las estructuras incursionan en el rango no lineal, por lo que es fundamental estimar las demandas de desplazamiento.

Las modificaciones y mejoras incluidas en las normativas anteriormente citadas, tienen como objetivo dotar de ductilidad a las estructuras de hormigón armado, permitiendo desarrollar un comportamiento suficientemente dúctil en sus elementos resistentes. Según lo anterior, surge la motivación de diseñar, analizar y comparar las demandas de ductilidad y el comportamiento de dos estructuras de hormigón armado de 15 pisos cada una; de las cuales una se estructurará con marcos y la otra con estructuración mixta, satisfaciendo las normativas desarrolladas producto del terremoto del 27 de Febrero del 2010.

OBJETIVOS

Objetivos Generales

Diseñar, analizar y comparar el comportamiento y las demandas de ductilidad de los elementos resistentes de dos edificios de hormigón armado, con diferente estructuración, frente a distintas sollicitaciones sísmicas ocurridas en nuestro país.

Objetivos Específicos

- Diseñar un edificio estructurado con marcos y uno con estructuración mixta, considerando las normativas vigentes de nuestro país, aplicando las nuevas disposiciones de diseño generadas producto del terremoto del 27 de Febrero del 2010.
- Modelar computacionalmente los elementos de las diferentes estructuras, de manera que se formule un modelo matemático, el cual represente la no linealidad de los mismos.
- Determinar las demandas de ductilidad de los elementos resistentes de las dos estructuras por medio de un análisis no lineal.

ALCANCES

Se diseñan y analizan dos edificios de hormigón armado, los cuales se fundamentan en una estructuración con marcos, incluyendo en uno de ellos un núcleo central de muros con sección transversal "C". Para ambos casos se consideran los siguientes alcances:

1. Se utiliza el programa ETABS 9.5 [CSI 2009] para realizar el análisis estructural lineal de los edificios.
2. Se utiliza el programa SAP2000 V14 [CSI 2009] para desarrollar el análisis no lineal de las estructuras.
3. Se considera sólo el diseño de los elementos más desfavorables de los ejes X e Y, haciéndose extensivo a los demás niveles; lo cual es una práctica usual en las oficinas de cálculo.

4. Considerando que ambos edificios son simétricos respecto a su estructuración en planta, sólo se estudian y diseñan dos ejes de cada dirección, mediante análisis no lineal plano; con lo que en definitiva, se analiza el edificio completo.

Para el diseño de las estructuras se consideran las siguientes normativas:

ACI-318-08:	Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
NCh433 Of.96 Mod.2009:	Diseño sísmico de edificios.
NCh430 Of. 2008:	Hormigón Armado – Requisitos y cálculos
NCh1537 Of. 2009:	Diseño Estructural – Cargas permanentes y cargas de uso.
D.S. N°117:	Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios.
D.S. N°118:	Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga decreto N°395 exento, de 2008.

CAPITULO I

ESTRUCTURAS ANALIZADAS

Las estructuras que se analizan corresponden a dos edificios de hormigón armado, de 15 pisos cada uno, destinados al uso de oficinas; la altura de entrepiso será de 2.7 [m] alcanzando una altura máxima total de 40.5 [m].

La extensión en planta de ambos edificios es de 21 [m] de largo por 19,5 [m] de ancho, cuya modulación se materializa a través de 4 ejes resistentes longitudinales y 4 ejes resistentes transversales.

El primer edificio está estructurado con un sistema de marcos especiales, según el código de diseño ACI 318-08, con columnas de 80 x 80 [cm] y vigas de sección transversal 40 x 65 [cm]. El segundo edificio, con estructuración mixta, posee las mismas características del antes descrito, pero se agrega un núcleo central de muros con secciones transversales en forma de "C" y espesores de 30 y 40 [cm]. Este núcleo, además, sirve para materializar la caja de ascensores y escaleras.

En las Figuras 1.1 y 1.2 se muestran las plantas tipo de los edificios analizados.

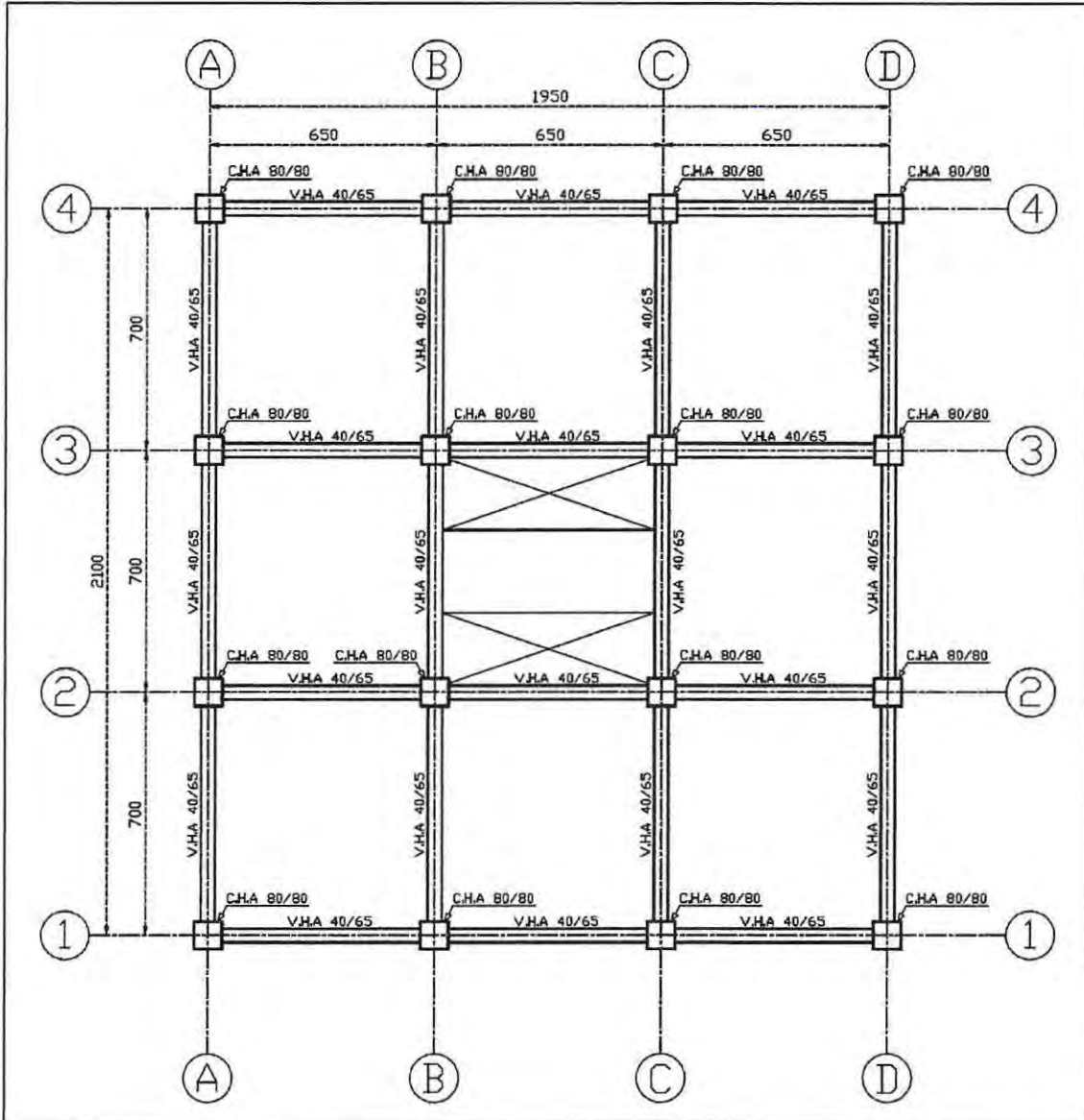


Figura 1.1: Planta tipo - Edificio estructurado con marcos.

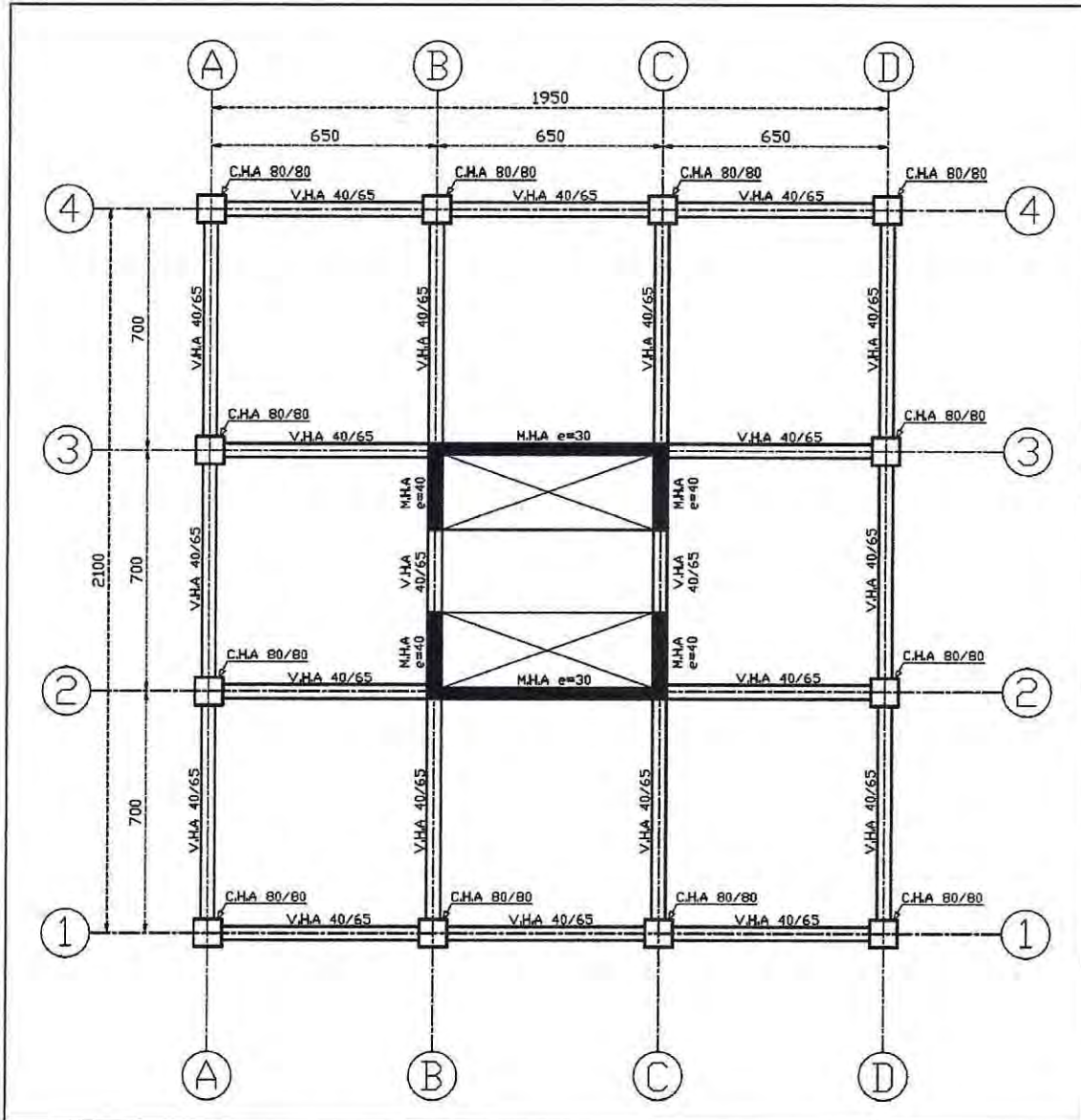


Figura 1.2: Planta tipo - Edificio con estructuración mixta.

1.1 Modelo de la Estructura

Las estructuras presentadas se analizan con el programa ETABS versión 9.5 [CSI, 2010], se diseñan con el código de diseño ACI 318-08 y Decreto Supremo N° 118.

No se hace referencia al cálculo y diseño de fundaciones, ya que no se considera de importancia para alcanzar los objetivos de la presente tesis, por ello se considera empotramiento perfecto de los elementos basales, siendo esta última una suposición usual en el diseño sismorresistente actual y es practicada por todas las oficinas de cálculo, salvo en casos excepcionales.

Con respecto al diseño gravitacional de losas, no se hace referencia a ellas, sin embargo se consideran implícitamente en el análisis sísmico ya que forman el diafragma rígido de los edificios y son las responsables de traspasar las cargas sísmicas entre ejes resistentes.

En ambas estructuras se considera una sobrecarga de diseño de 250 [Kg/m²], según lo estipulado en la norma NCh1537 Of.2009 [INN, 2009]. Además se agrega una carga adicional de peso propio de 200 [Kg/m²] que considera el peso de tabiquerías, sobrelosas y pavimentos.

1.2 Materiales utilizados

1.2.1 Hormigón

Se utiliza un hormigón de calidad H30 para todos los elementos estructurales, cuyas propiedades físicas y clasificación según resistencia especificada a la compresión se muestran en las Tablas 1.1 y 1.2 respectivamente.

Tabla 1.1: Propiedades Físicas Hormigón H30.

Propiedades	Valor	Unidades	Observación
Resistencia cilíndrica (f_c')	250	Kg/cm ²	Según Tabla 1.2
Densidad	2.548E-06	Kg/cm ³	-
Peso específico	2.500E-03	Kg/cm ³	-
Modulo de elasticidad (E_c)	238751.96	Kg/cm ²	Según Ecuación 1.1
Coef. De Poisson (ν)	0.2	-	-
Modulo de Corte (G)	99479.98	Kg/cm ²	Según Ecuación 1.2

Tabla 1.2: Clasificación de los hormigones por resistencia especificada a la compresión según NCh170 Of.85.

Grado	Resistencia Especificada f_c [Kg/cm ²]	f_c' Equivalente [Kg/cm ²]
H10	100	80
H15	150	120
H20	200	160
H25	250	200
H30	300	250
H35	350	300
H40	400	350
H45	450	400
H50	500	450

En las Ecuaciones 1.1 y 1.2 se muestra respectivamente como determinar el modulo de elasticidad (E_c) y el modulo de corte (G) del hormigón.

$$E_c = 15100 \cdot \sqrt{f_c'} \quad (\text{según ACI 318-08 cap.8.5}) \quad (1.1)$$

$$G = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad (1.2)$$

1.2.2 Acero de Refuerzo

El Acero que se utiliza, tanto en columnas, vigas y muros, corresponde a uno del tipo A630-420H, cuyas propiedades físicas se muestran en Tabla 1.3.

Tabla 1.3: Propiedades físicas Acero Estructural A630-420H.

Propiedades	Valor	Unidades
Tensión de Fluencia (f_y)	4200	Kg/cm ²
Tensión de Rotura (f_u)	6300	Kg/cm ²
Densidad	7833	Kg/cm ³
Modulo de Elasticidad (E_s)	2.10E+06	Kg/cm ²
Coef. De Poisson (ν)	0.25	-
Modulo de Corte (G)	800000	Kg/cm ²

CAPÍTULO II

ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN DECRETO SUPREMO N° 117 Y NORMA

NCh433 Of.96 Mod.2009.

Según lo especificado en el Decreto Supremo N°117, generado a raíz del terremoto del 27 de febrero del 2010 y cuya vigencia comenzó en febrero del 2011, el diseño sísmico de edificios debe realizarse conforme a las exigencias establecidas en dicho Decreto y en lo que no se contraponga con éstas, supletoriamente, por lo establecido en la Norma Técnica NCh433 Of.96 Mod.2009.

Para el análisis sísmico de las estructuras en estudio se considera una zona sísmica 3 y un suelo tipo II, la cual corresponde a la combinación que usualmente se utiliza en la ciudad de Viña del Mar.

2.1 Solicitaciones

Cargas Permanentes: Corresponden a los pesos propios de los elementos estructurales existentes en las diferentes estructuras, además de sobrelasas y tabiquerías.

Sobrecargas de Uso: Corresponden a las cargas originadas de acuerdo al uso que tendrán las estructuras, estas se obtienen de la normativa vigente NCh1537 Of.2009.

Carga Sísmica: Corresponde a la carga originada producto de la acción sísmica, representada por el espectro de diseño definido en el Decreto Supremo N°117.

2.2 Espectro de Diseño

De acuerdo al Decreto Supremo N°117, el espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por la Ecuación 2.1.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{(R^*/I)} \quad (2.1)$$

donde

S_{ae} Espectro de pseudo aceleración elástico.

R^* Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

I Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.

El espectro de pseudo aceleración elástico, S_{ae} , se debe construir de acuerdo a la definición genérica presentada en la Figura 2.1.

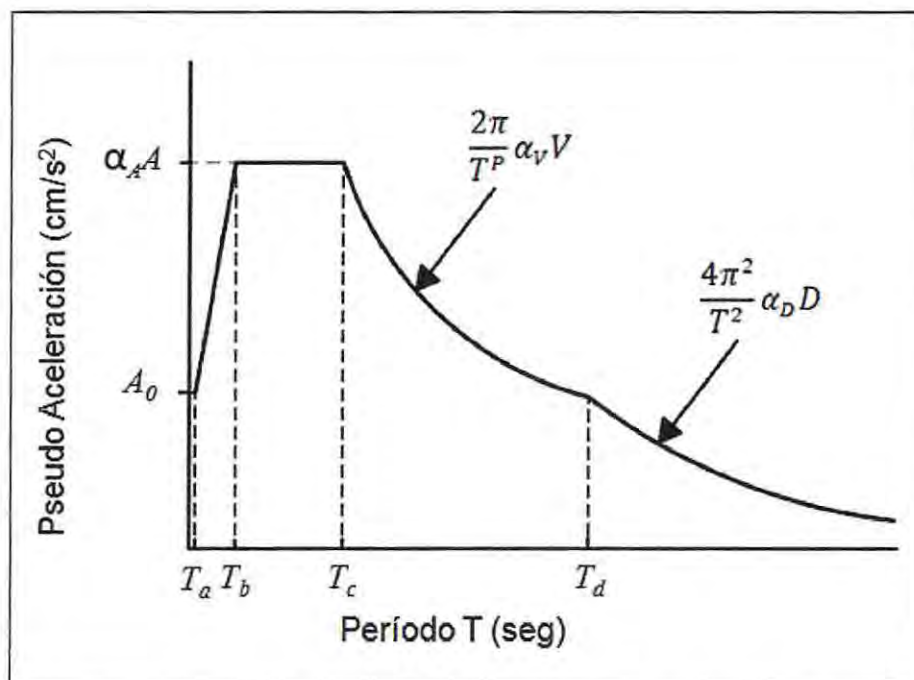


Figura 2.1: Definición genérica del espectro de pseudo aceleración.

Fuente: Decreto Supremo N° 117.

donde

$\alpha_A A, \alpha_v V, \alpha_D D, T_a, T_b, T_c, T_d, \rho$ Parámetros que intervienen en la construcción del espectro de diseño y que dependen del tipo de suelo.

A_0 Aceleración efectiva máxima del suelo.

El factor de reducción R^* se determina de la Ecuación 2.2.

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

en la que:

T^* Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

T_0 Parámetro dependiente del tipo de suelo.

R_0 Factor de modificación de la respuesta estructural.

Los parámetros sísmicos correspondientes a las estructuras analizadas se presentan en la Tabla 2.1, en la que además se incluye el valor de Z , el cual corresponde a un factor dependiente de la zonificación sísmica establecida en el apartado 4.1 de la NCh433Of.96 Mod.2009 y que modifica los factores $\alpha_A A$, $\alpha_V V$ y $\alpha_D D$ que intervienen en la construcción del espectro de diseño.

Tabla 2.1: Parámetros sísmicos.

Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	II
Categoría Edificio	II
R_0	11
R	7
Acel. Efectiva (A_0/g)	0.40
Z	1.00
T_0	0.30
Coef. Importancia	1.00
T_a [s]	0.00
T_b [s]	0.20
T_c [s]	0.32
T_d [s]	2.02
$\alpha_A A$ [cm/s^2]	1099
$\alpha_V V$ [cm/s^2]	88
$\alpha_D D$ [cm/s^2]	37.5
p	0.6

De acuerdo al análisis, el espectro elástico de pseudo aceleración para este caso, corresponde al grafico de la Figura 2.2.

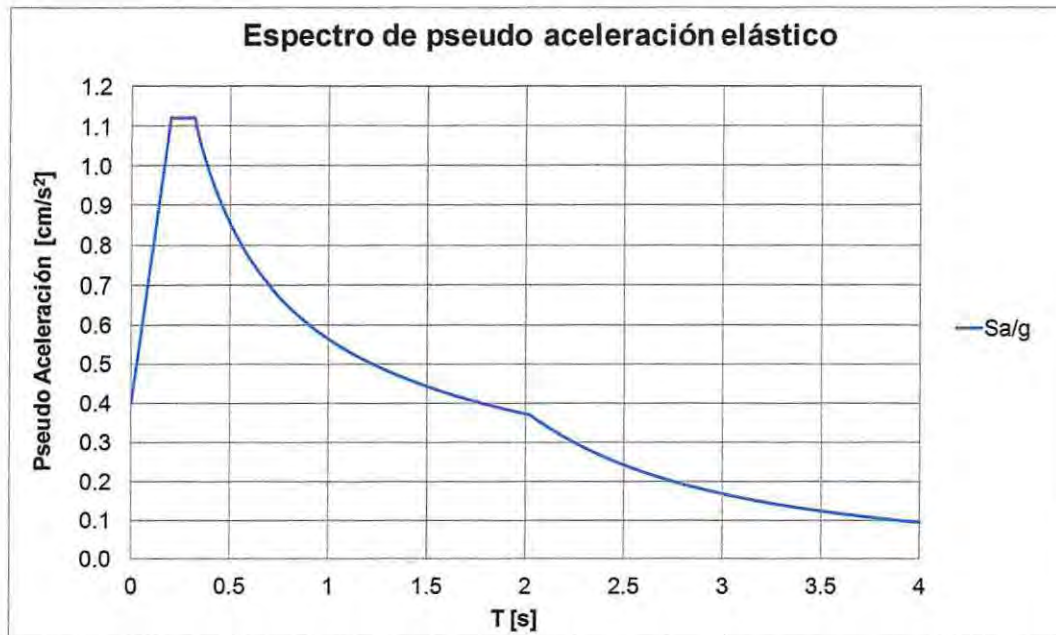


Figura 2.2: Espectro elástico de pseudo aceleración.

2.3 Combinaciones de los Estados de Carga

De acuerdo a lo establecido en la norma NCh433 Of.96 Mod.2009, la combinación de las solicitaciones sísmicas con las cargas permanentes y sobrecargas de uso, se debe hacer usando las reglas de superposición indicadas en la norma NCh3171 Of.2010; la que en su apartado 9.1 indica que ambas estructuras serán diseñada de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que el efecto de las cargas mayoradas de acuerdo a las combinaciones siguientes:

$U = 1,2 \text{ cargas permanentes} + 1,6 \text{ sobrecargas de uso}$

$U = 1,2 \text{ cargas permanentes} + \text{sobrecargas de uso} \pm 1,4 \text{ sismo}$

$U = 0,9 \text{ cargas permanentes} \pm 1,4 \text{ sismo}$

Es importante destacar que el estado de carga "sismo", en las combinaciones de carga anteriores, corresponde al espectro elástico reducido; el cual se detalla en el apartado 2.4 de este documento.

2.4 Resultados del Análisis Sísmico

El Decreto Supremo N°117 especifica un espectro elástico de diseño, el cual se transforma en el espectro de diseño inelástico al dividirlo por el factor de reducción R^* (definido en la sección 2.2). Este factor debe calcularse para cada dirección de análisis.

2.4.1 Limitaciones del esfuerzo de corte basal

a) Edificio estructurado con marcos

En la Tabla 2.2, se detalla el corte basal obtenido con el espectro elástico, la masa y los periodos fundamentales calculados para las direcciones X e Y de la estructura en cuestión.

Tabla 2.2: Corte basal estructura con marcos.

Dirección	Q Basal [Kg-f]	Masa [Kg]	T* [seg]	Modo
X	2393635	522725	1.30	2
Y	2342600	522725	1.35	1

En las Tablas 2.3 y 2.4 se muestra el corte basal de diseño y el factor de reducción efectivo R^{**} en las dos direcciones de análisis, satisfaciendo las limitaciones del esfuerzo de corte basal en las direcciones de la acción sísmica, definidas en el apartado 6.3.7 de la norma NCh433 Of.96 Mod.2009.

Tabla 2.3: Resultado análisis sísmico y factor de reducción en dirección X.

SISMO X										
Elastico		NCh. 433			Qbasal % = Qmin			Qbasal% = Qmáx		
R* =	1.0	R* =	9.78		%Peso =	6.67		%Peso =	14	
Q elast.	%Peso	Qe / R*	%Peso	1/R*	Qmin	%Peso	1/R**	Qmáx	%Peso	1/R**
2393.63	46.73	244.82	4.78	0.102	341.51	6.67	0.143	717.18	14.00	-
R** = 7.01				Controla Corte Mínimo			-			

Tabla 2.4: Resultado análisis sísmico y factor de reducción en dirección Y.

SISMO Y										
Elastico		NCh. 433			Qbasal % = Qmin			Qbasal% = Qmáx		
R* =	1.0	R* =	9.84		%Peso =	6.67		%Peso =	14	
Q elast.	%Peso	Qe / R*	%Peso	1/R*	Qmin	%Peso	1/R**	Qmáx	%Peso	1/R**
2342.60	45.73	238.10	4.65	0.102	341.51	6.67	0.146	717.18	14.00	-
R** = 6.86				Controla Corte Mínimo			-			

En ambas direcciones controla el corte basal mínimo de diseño, correspondiente al 6.67% del peso total de la estructura. Esto se debe a que las componentes del esfuerzo de corte basal reducido por R^* en las direcciones analizadas resultan menores que $IA_oP/6g$, por lo tanto, se debe usar un R^{**} corregido que permite obtener un corte de diseño igual al mínimo estipulado. El cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales también se ven afectados por ésta corrección.

b) *Edificio con estructuración mixta*

En la Tabla 2.5, se detalla el corte basal obtenido con el espectro elástico, la masa y los periodos fundamentales calculados para las direcciones X e Y de la estructura en cuestión.

Tabla 2.5: Corte basal estructura mixta.

Direccion	Q Basal [Kg-f]	Masa [Kg]	T [*] [seg]	Modo
X	3167909	669093	0.79	3
Y	2948005	669093	0.94	1

En las Tablas 2.6 y 2.7 se muestra el corte basal de diseño y el factor de reducción efectivo R^{**} en las dos direcciones de análisis, satisfaciendo las limitaciones del esfuerzo de corte basal en las direcciones de la acción sísmica, definidas en el apartado 6.3.7 de la norma NCh433 Of.96 Mod.2009.

Tabla 2.6: Resultado análisis sísmico y factor de reducción en dirección X.

SISMO X										
Elastico		NCh. 433			Qbasal % = Qmin			Qbasal% = Qmáx		
R* =	1.0	R* =	8.75		%Peso =	6.67		%Peso =	14	
Q elast.	%Peso	Qe / R*	%Peso	1/R*	Qmin	%Peso	1/R**	Qmáx	%Peso	1/R**
3167.91	48.31	362.05	5.52	0.114	437.14	6.67	0.138	918.00	14.00	-
R**= 7.247				Controla Corte Mínimo			-			

Tabla 2.7: Resultado análisis sísmico y factor de reducción en dirección Y.

SISMO Y										
Elastico		NCh. 433			Qbasal % = Qmin			Qbasal% = Qmáx		
R* =	1.0	R* =	9.15		%Peso =	6.67		%Peso =	14	
Q elast.	%Peso	Qe / R*	%Peso	1/R*	Qmin	%Peso	1/R**	Qmáx	%Peso	1/R**
2948.00	44.96	322.15	4.91	0.109	437.14	6.67	0.148	918.00	14.00	-
R**= 6.74				Controla Corte Mínimo			-			

De manera análoga a lo ocurrido en la estructura con marcos, en ambas direcciones controla el corte basal mínimo, correspondiente al 6.67% del peso total de la estructura.

2.4.2 Desplazamiento lateral de entrepiso

De acuerdo a la norma chilena NCh433 Of.96 Mod.2009, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

En la Figura 2.3 se grafican los desplazamientos laterales calculados para los centros de masa de cada piso en la estructura con marcos, junto al máximo permitido por la norma.

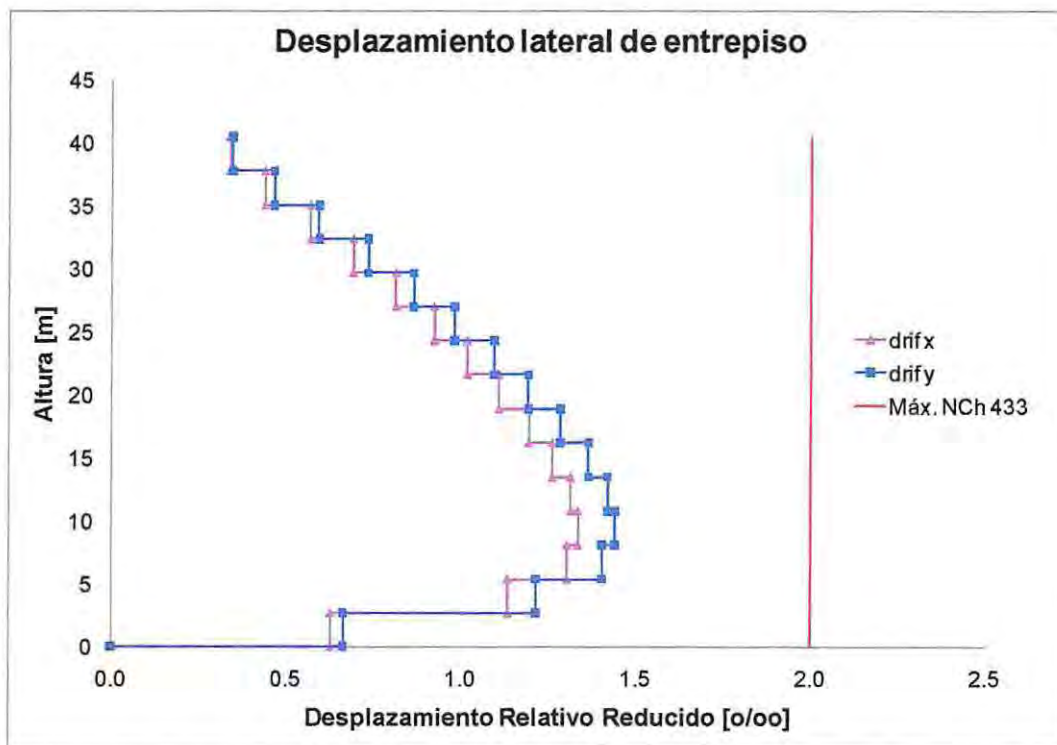


Figura 2.3: Desplazamiento lateral de entrepiso, estructura con marcos.

En la Figura 2.4 se grafican los desplazamientos laterales calculados para los centros de masa de cada piso en la estructura mixta, junto al máximo permitido por la norma.

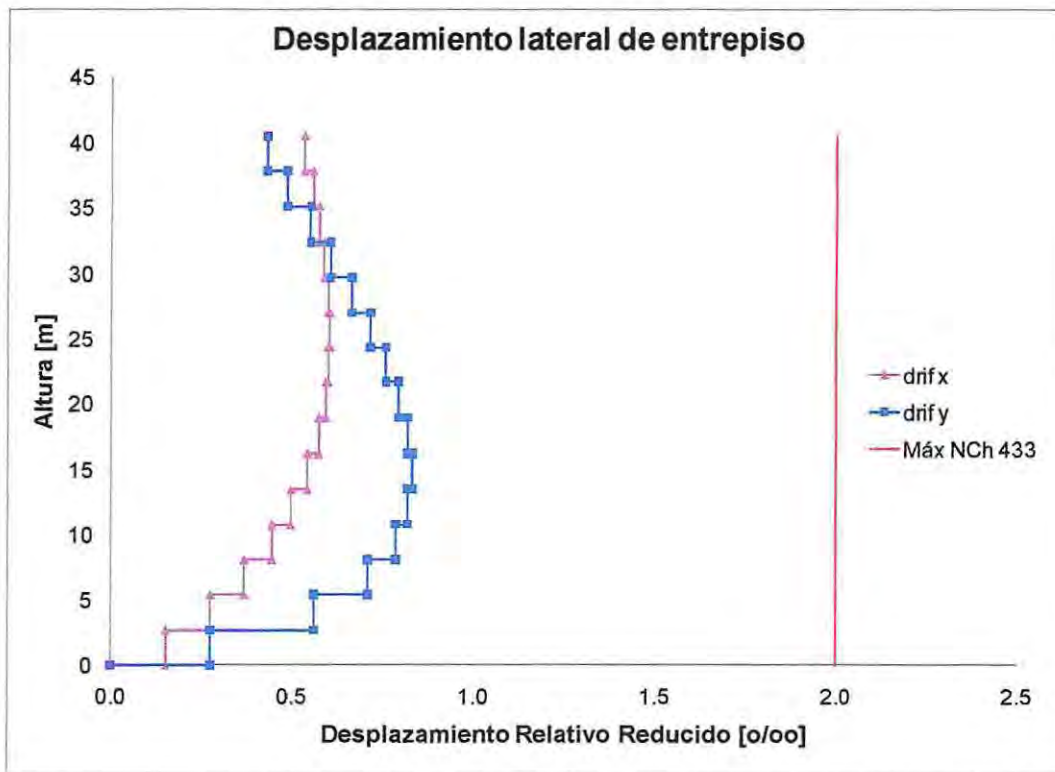


Figura 2.4: Desplazamientos laterales de entrecaposo, estructura mixta.

2.4.3 Desplazamiento lateral máximo

Según lo especificado en el Decreto Supremo N° 117, en estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_u , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento S_{de} para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al periodo de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3; lo cual se determina según la Ecuación 2.3.

$$\delta_u = 1.3 S_{de} (T_{ag}) \quad (2.3)$$

Siendo T_{ag} el periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez, debido al agrietamiento del hormigón, respecto de la rigidez elástica inicial. Si el periodo se calcula con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1,5 veces el calculado sin considerar estos efectos.

El espectro elástico de desplazamientos se calcula según la Ecuación 2.4.

$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T) \quad (2.4)$$

donde

S_{de} Espectro de desplazamiento elástico [cm].

S_{ae} Espectro de pseudo aceleración elástico [cm/seg²]

T Periodo considerado del sistema estructural [seg]

δ_u Desplazamiento lateral de diseño en el techo [cm]

El desplazamiento lateral de diseño estimado para el edificio con marcos se muestra en la Tabla 2.8, y se grafica en la Figura 2.5.

Tabla 2.8: Desplazamiento lateral de diseño en estructura con marcos.

Dirección de análisis	T^* [s]	T_{ag} [s]	δ_u [cm]	Demanda [% h]
X	1.30	1.84	42.84	1.06
Y	1.35	1.90	44.99	1.11

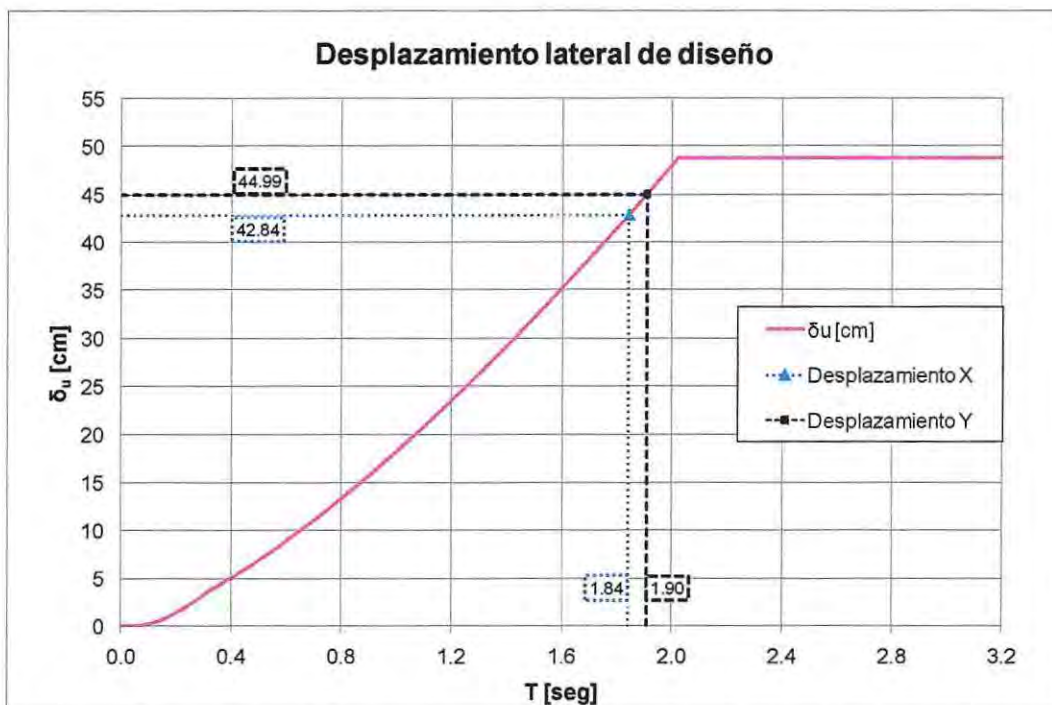


Figura 2.5: Desplazamiento lateral de diseño en estructura con marcos.

El desplazamiento lateral de diseño estimado para el edificio con estructuración mixta se muestra en la Tabla 2.9, y se grafica en la Figura 2.6.

Tabla 2.9: Desplazamiento lateral de diseño en Estructura mixta.

Dirección de análisis	T^* [s]	T_{ag} [s]	δ_u [cm]	Demanda [% h]
X	0.79	1.11	21.14	0.52
Y	0.94	1.33	27.29	0.67

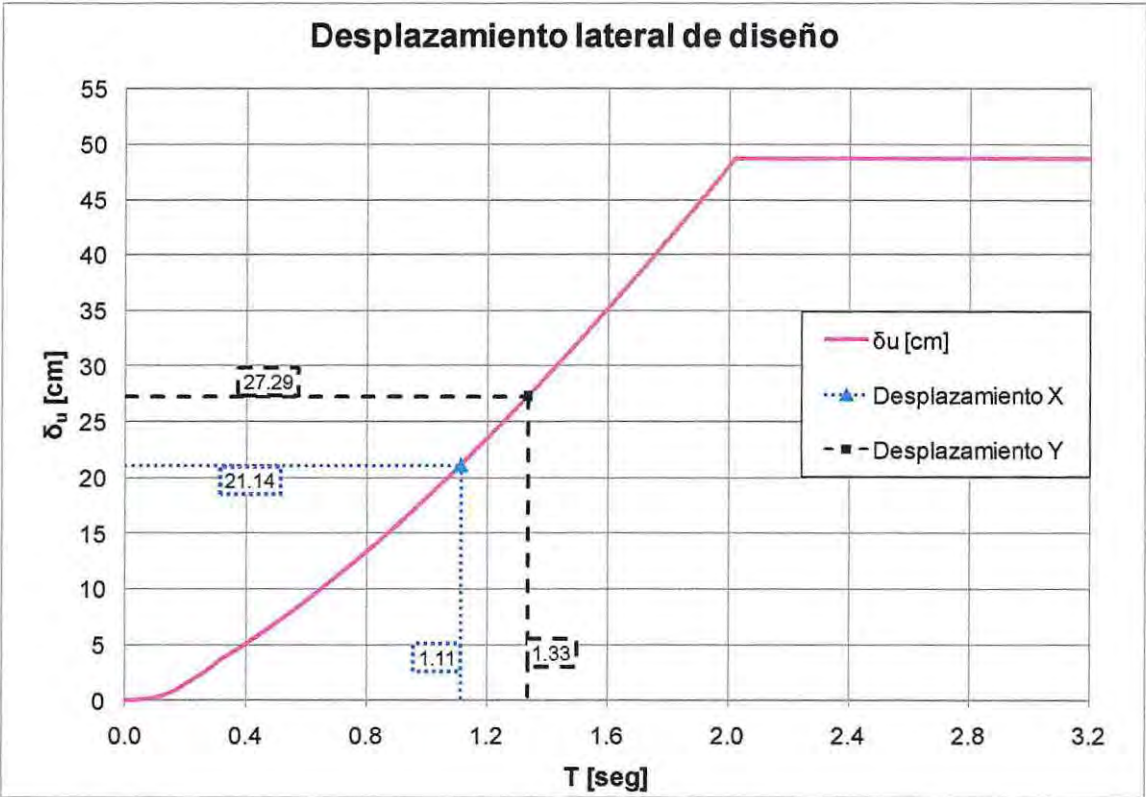


Figura 2.6: Desplazamiento lateral de diseño en estructura mixta.

CAPÍTULO III

DISEÑO DE ELEMENTOS SEGÚN ACI 318-08 Y DECRETO

SUPREMO N° 118.

Según lo estipulado por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo en el Decreto Supremo N°118, el cual aprueba el reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado, el diseño de edificios de hormigón armado se debe realizar de acuerdo a lo detallado en el código de diseño ACI 318-08.

Según lo señalado en la NCh430 Of.2008 en el punto 21.2.1.2, para el diseño de elementos sismo-resistentes de hormigón armado, se debe considerar a todas las regiones del territorio nacional como territorio de elevado riesgo sísmico. Por lo tanto, deben cumplirse las disposiciones descritas en el capítulo 21 del código ACI 318-08 referidas a muros estructurales especiales y pórticos especiales resistentes a momento.

3.1 Resistencia de diseño

La condición de diseño en elementos de hormigón armado, de acuerdo al código ACI 318-08, se debe realizar según la Ecuación 3.1.

$$Carga\ nominal = \frac{Carga\ última}{\phi} \quad (3.1)$$

Los factores de reducción de resistencia ϕ , deben ser los que se especifican en los puntos 9.3.2.1 a 9.3.2.7 de ACI 318-08, donde se señala:

Secciones controladas por tracción	0.90
Secciones controladas por compresión con refuerzo espiral	0.75
Secciones controladas por compresión con otro tipo de refuerzo	0.65
Cortante y torsión	0.75
Cortante sísmico	0.60

Para elementos sometidos a flexo-compresión, el factor de reducción de resistencia ϕ varía en función de la deformación unitaria del acero, tal como se muestra en la Figura 3.1.

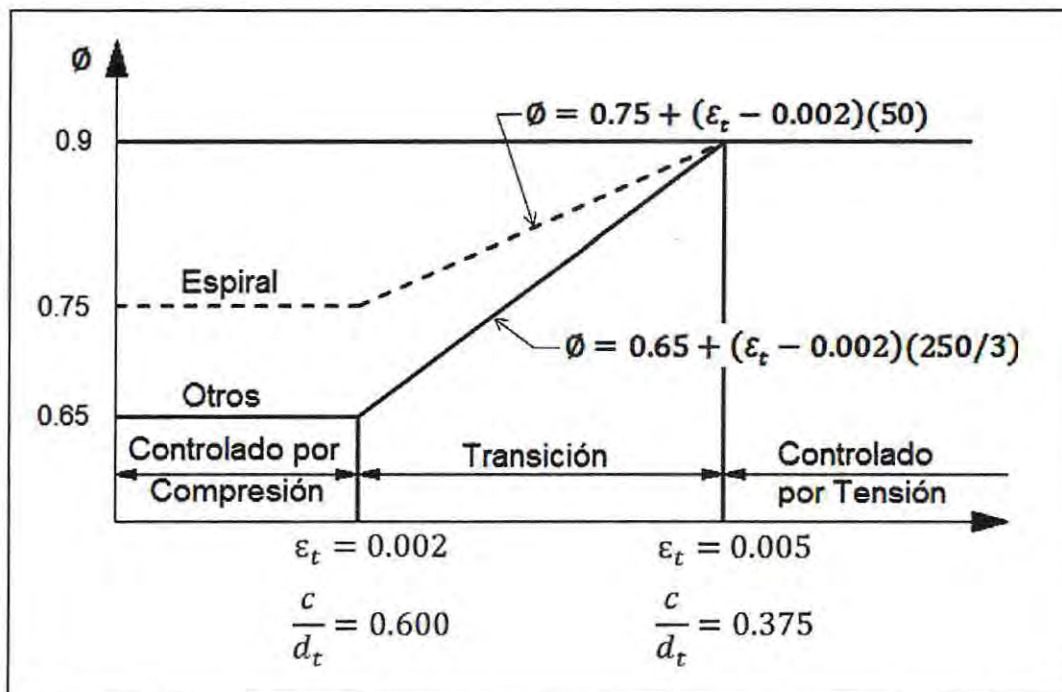


Figura 3.1: Variación de ϕ para elementos sometidos a carga axial y flexión.

Fuente: Código ACI 318-08.

Se destaca que para las secciones controladas por compresión, se utiliza un valor más bajo de ϕ que para las secciones controladas por tracción, ya que las secciones controladas por compresión tienen menor ductilidad, por lo que son más sensibles a las variaciones en la resistencia del hormigón y en general, se presentan en elementos que soportan mayores áreas cargadas que los elementos con secciones controladas por tracción.

A los elementos con espirales se les asigna un ϕ más alto que para las columnas con estribos, ya que poseen mayor ductilidad o tenacidad.

3.2 Elementos sometidos a flexión

Para el diseño de elementos de pórticos especiales resistentes a momento, diseñados principalmente para resistir flexión, se deben respetar las disposiciones del punto 21.5 del código ACI 318-08; el cual indica:

- La fuerza mayorada de compresión axial del elemento, P_u , no debe exceder $A_g f_c / 10$

- b) La luz libre del elemento, l_n , no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.
- c) El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que el más pequeño de $0.3h$ y 250 [mm].
- d) El ancho del elemento, b_w , no debe exceder del ancho del elemento de apoyo, más una distancia a cada lado, la cual corresponde al menor valor entre el ancho del elemento de apoyo en la dirección del análisis y $0,75$ veces el ancho del elemento de apoyo perpendicular a la dirección de análisis.
- e) Tanto como para el refuerzo superior e inferior de cualquier elemento sometido a flexión, el área de refuerzo no debe ser menor que lo obtenido en la Ecuación 3.2, ni menor que $14 b_w d / f_y$ y la cuantía de refuerzo, ρ , no debe exceder 0.025 . Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

$$\frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \quad (3.2)$$

- f) La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- g) Sólo se permiten empalmes por traslape de refuerzo de flexión cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslape. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 [mm]. No deben usarse empalmes por traslape:
- Dentro de los nudos.
 - En una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo.
 - Donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

Luego de verificar los esfuerzos generados en los elementos sometidos a flexión, producto de las distintas combinaciones de cargas especificadas en el apartado 2.3 de este documento, se consideran los valores máximos obtenidos para los distintos tipos de vigas, a fin de determinar el refuerzo flexural longitudinal requerido, el cual se detalla en la Tabla 3.1. No se requiere mostrar el detalle de los cálculos, ya que no es relevante para alcanzar los objetivos de la presente tesis.

Tabla 3.1: Armadura a flexión de vigas en estructura con marcos.

Eje	Viga Tipo	Sección	A_s min [cm ²]	Posición Armadura	Inicio		Medio		Final	
					A_s -req [cm ²]	A_s -sum [cm ²]	A_s -req [cm ²]	A_s -sum [cm ²]	A_s -req [cm ²]	A_s -sum [cm ²]
1	001	40/65	8.12	Sup.	27.27	30.41	10.07	15.21	23.21	30.41
				Inf.	17.10	20.29	10.83	15.21	18.32	20.29
	002	40/65	8.12	Sup.	25.62	30.41	9.55	15.21	23.21	30.41
				Inf.	18.18	20.29	10.34	15.21	18.18	20.29
	003	40/65	8.12	Sup.	23.21	30.41	10.07	15.21	27.27	30.41
				Inf.	18.32	20.29	10.83	15.21	17.10	20.29
A	004	40/65	8.12	Sup.	28.47	30.41	8.04	15.21	24.61	30.41
				Inf.	16.61	20.29	9.41	15.21	17.82	20.29
	005	40/65	8.12	Sup.	26.85	30.41	8.04	15.21	26.85	30.41
				Inf.	17.59	20.29	9.05	15.21	17.59	20.29
	006	40/65	8.12	Sup.	24.61	30.41	8.04	15.21	28.47	30.41
				Inf.	17.82	20.29	9.05	15.21	16.61	20.29
2	007	40/65	8.12	Sup.	31.80	30.41	9.94	15.21	26.46	30.41
				Inf.	15.38	20.29	11.50	15.21	17.02	20.29
	008	40/65	8.12	Sup.	25.68	30.41	9.58	15.21	25.68	30.41
				Inf.	18.15	20.29	10.29	15.21	18.15	20.29
	009	40/65	8.12	Sup.	26.46	30.41	9.94	15.21	31.80	30.41
				Inf.	17.02	20.29	11.50	15.21	15.38	20.29
B	010	40/65	8.12	Sup.	33.97	34.84	8.04	15.21	29.11	30.41
				Inf.	15.62	20.29	10.79	15.21	16.04	20.29
	011	40/65	8.12	Sup.	30.39	30.41	8.04	15.21	30.39	30.41
				Inf.	16.19	20.29	10.25	15.21	16.19	20.29
	012	40/65	8.12	Sup.	29.11	30.41	8.04	15.21	33.97	34.84
				Inf.	16.04	20.29	10.79	15.21	15.62	20.29

En las Figuras 3.4 y 3.5 se muestran las distribuciones de acero para los diferentes elementos de viga que conforman a la estructura con marcos, según lo anteriormente descrito.

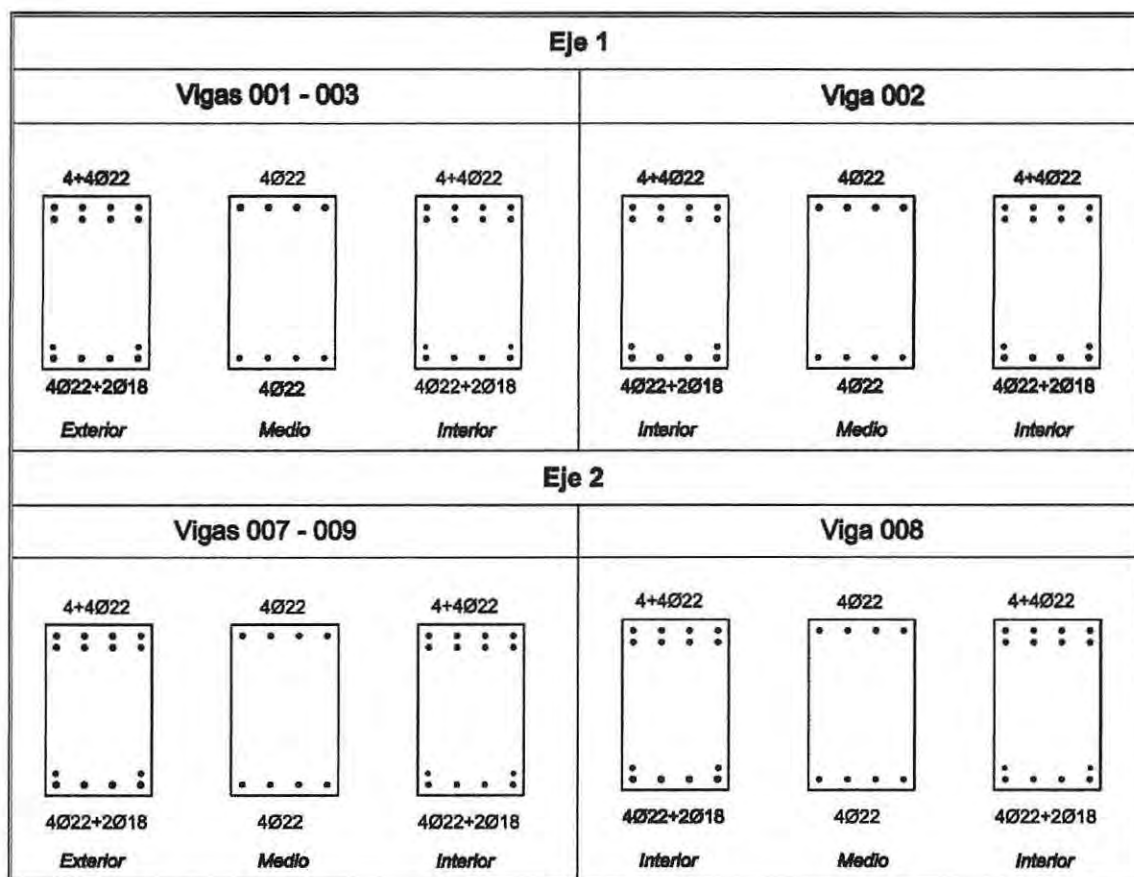


Figura 3.4: Armadura a flexión de vigas en estructura con marcos, Ejes 1 y 2.

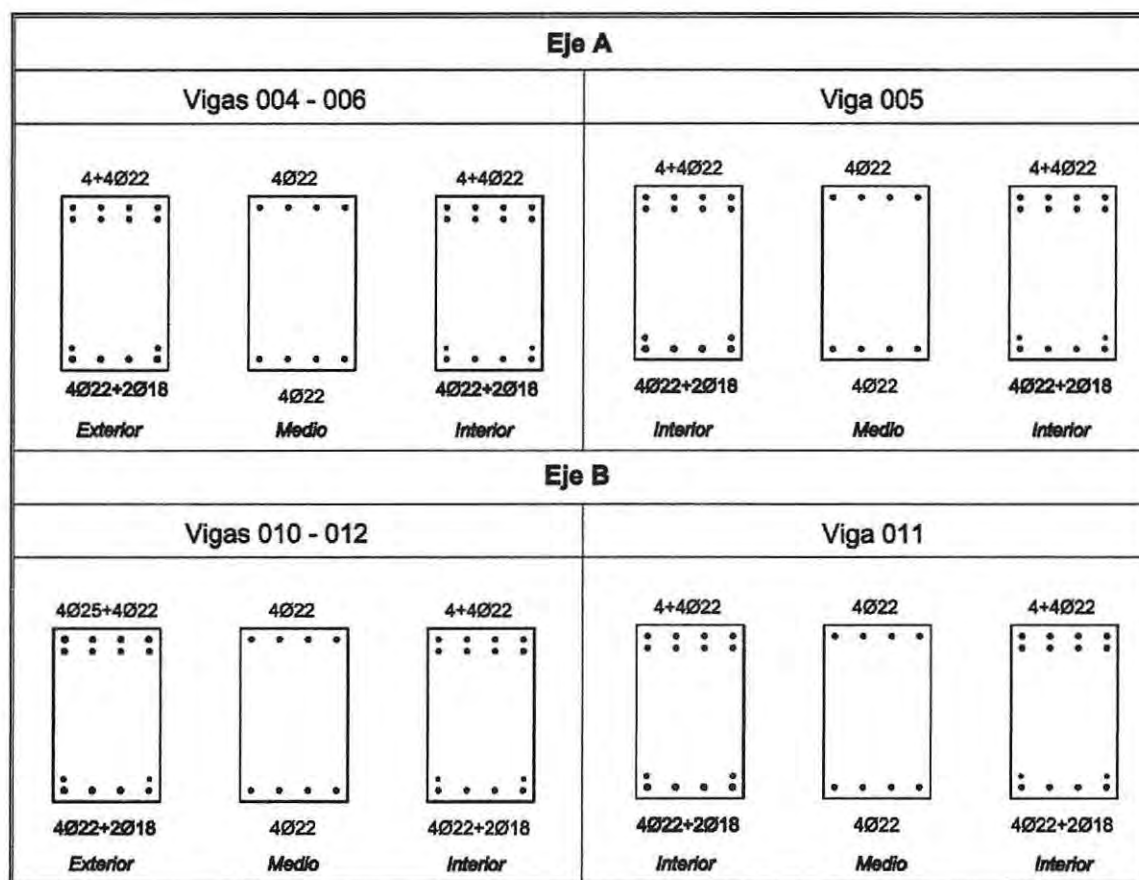


Figura 3.5: Armadura a flexión de vigas en estructura con marcos, Ejes A y B.

De forma análoga a la estructura con marcos, en las Figuras 3.6 y 3.7, se muestra la ubicación de los elementos sometidos a flexión en los ejes analizados de la estructura mixta. Se debe considerar la simetría de la estructura en sus dos direcciones de análisis, por lo que sólo se muestran dos ejes en cada dirección.

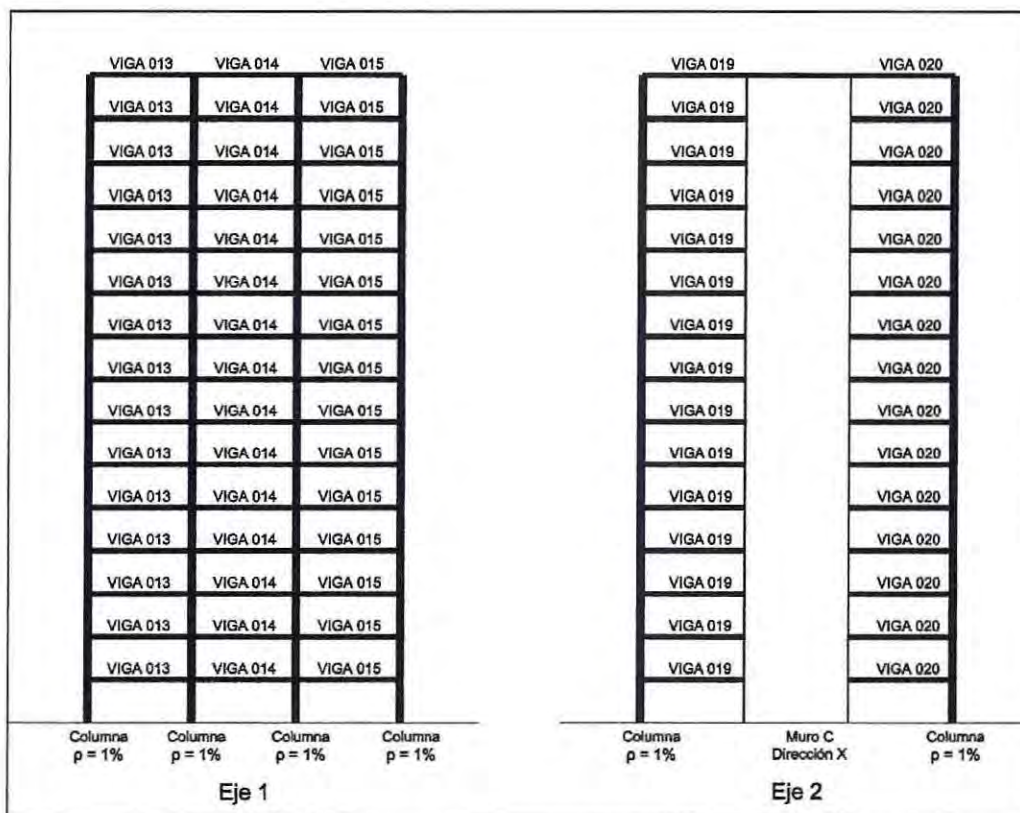


Figura 3.6: Distribución de vigas en estructura mixta, ejes 1 y 2.

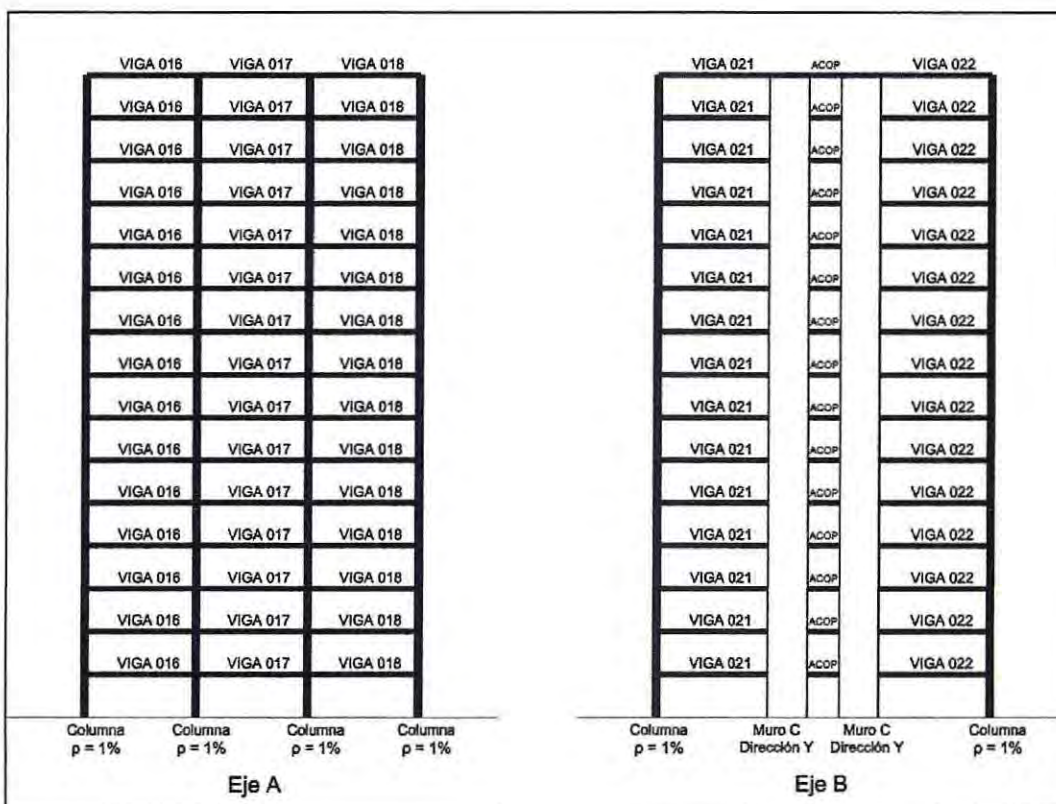


Figura 3.7: Distribución de vigas en estructura mixta, ejes A y B.

Luego de verificar los esfuerzos generados en los elementos sometidos a flexión, producto de las distintas combinaciones de cargas especificadas en el apartado 2.3 de este documento, se consideran los valores máximos obtenidos para los distintos tipos de vigas, a fin de determinar el refuerzo flexural longitudinal requerido, el que se detalla en la Tabla 3.2. No se requiere mostrar el detalle de los cálculos, ya que no es relevante para alcanzar los objetivos de la presente tesis.

Tabla 3.2: Armadura a flexión de vigas en estructura mixta.

Eje	Viga Tipo	Sección	A_s min [cm ²]	Posición Armadura	A_{s-req} [cm ²]	A_{s-sum} [cm ²]	A_{s-req} [cm ²]	A_{s-sum} [cm ²]	A_{s-req} [cm ²]	A_{s-sum} [cm ²]
					Inicio		Medio		Final	
1	013	40/65	8.12	Sup.	15.56	15.21	6.53	15.21	9.73	15.21
				Inf.	8.04	10.18	7.73	10.18	8.04	10.18
	014	40/65	8.12	Sup.	12.40	15.21	4.88	15.21	12.40	15.21
				Inf.	8.04	10.18	5.90	10.18	8.04	10.18
	015	40/65	8.12	Sup.	9.73	15.21	6.53	15.21	15.56	15.21
				Inf.	8.04	10.18	7.73	10.18	8.04	10.18
A	016	40/65	8.12	Sup.	18.68	20.29	5.85	15.21	14.91	15.21
				Inf.	8.95	10.18	8.04	10.18	9.01	10.18
	017	40/65	8.12	Sup.	16.60	15.21	5.24	15.21	16.60	15.21
				Inf.	8.17	10.18	7.18	10.18	8.17	10.18
	018	40/65	8.12	Sup.	14.91	15.21	5.85	15.21	18.68	20.29
				Inf.	9.01	10.18	8.04	10.18	8.95	10.18
2	019	40/65	8.12	Sup.	15.33	15.21	7.32	15.21	23.79	30.41
				Inf.	8.53	10.18	8.19	10.18	11.25	15.27
	020	40/65	8.12	Sup.	23.79	30.41	7.32	15.21	15.33	15.21
				Inf.	11.25	15.27	8.19	10.18	8.53	10.18
B	021	40/65	8.12	Sup.	20.72	22.81	8.02	15.21	26.33	30.41
				Inf.	9.88	10.18	8.86	10.18	12.37	15.27
	Acople	40/65	8.12	Sup.	41.66	22.81	9.16	22.81	41.66	22.81
				Inf.	39.87	20.29	9.16	20.29	39.87	20.29
	022	40/65	8.12	Sup.	26.33	30.41	8.02	15.21	20.72	22.81
				Inf.	12.37	15.27	8.86	10.18	9.88	10.18

Se destaca que las vigas de acoplamiento del eje B, se diseñan a flexión para un 50% del esfuerzo resultante del análisis sísmico de la estructura, considerando lo especificado en el apartado 21.7.7 de la norma NCh430 Of.2008, el cual indica que para vigas de acoplamiento con una relación de aspecto (l_r/h) < 4, se puede considerar lo antes descrito, a modo de dar cumplimiento a los criterios de diseño por capacidad, y así evitar su falla por corte.

En las Figuras 3.8 y 3.9, se muestran las distribuciones de acero en las vigas de la estructura mixta, según lo anteriormente descrito.

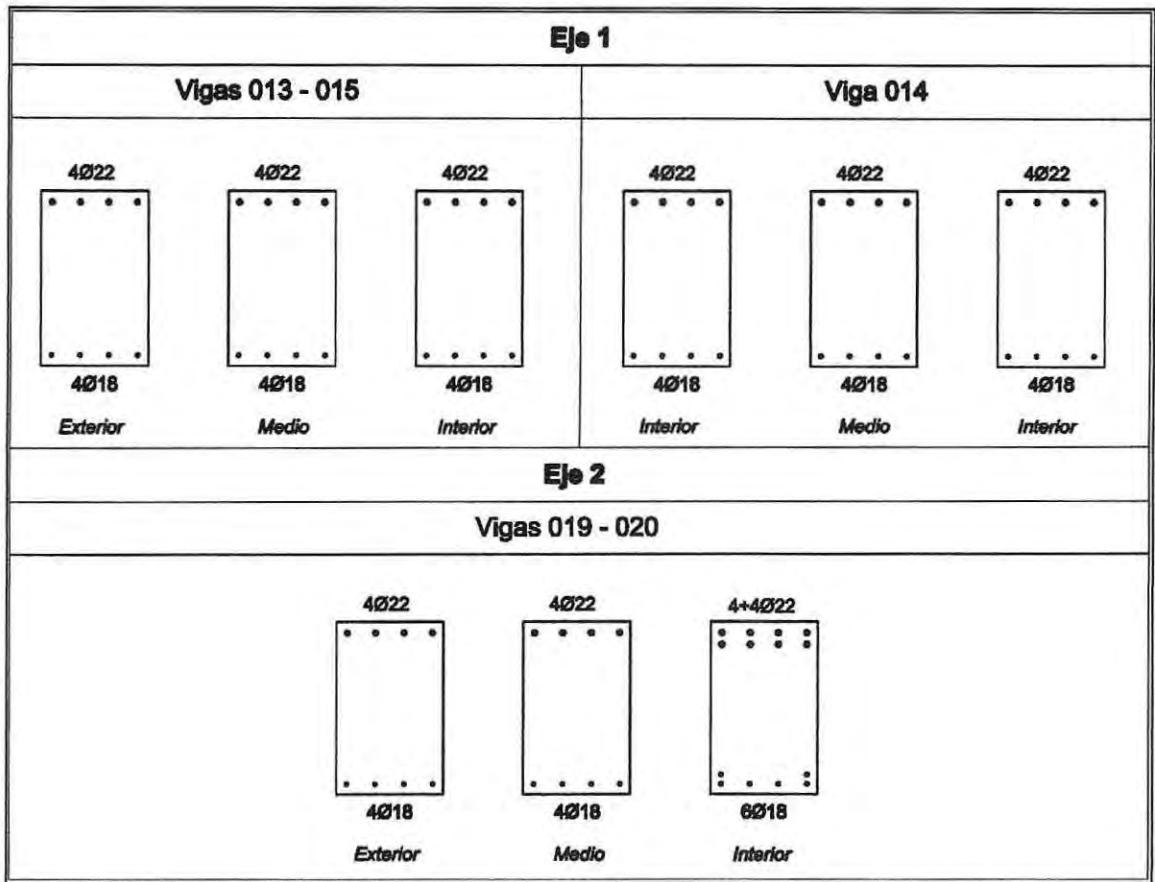


Figura 3.8: Armadura a flexión de vigas en estructura mixta, Ejes 1 y 2.

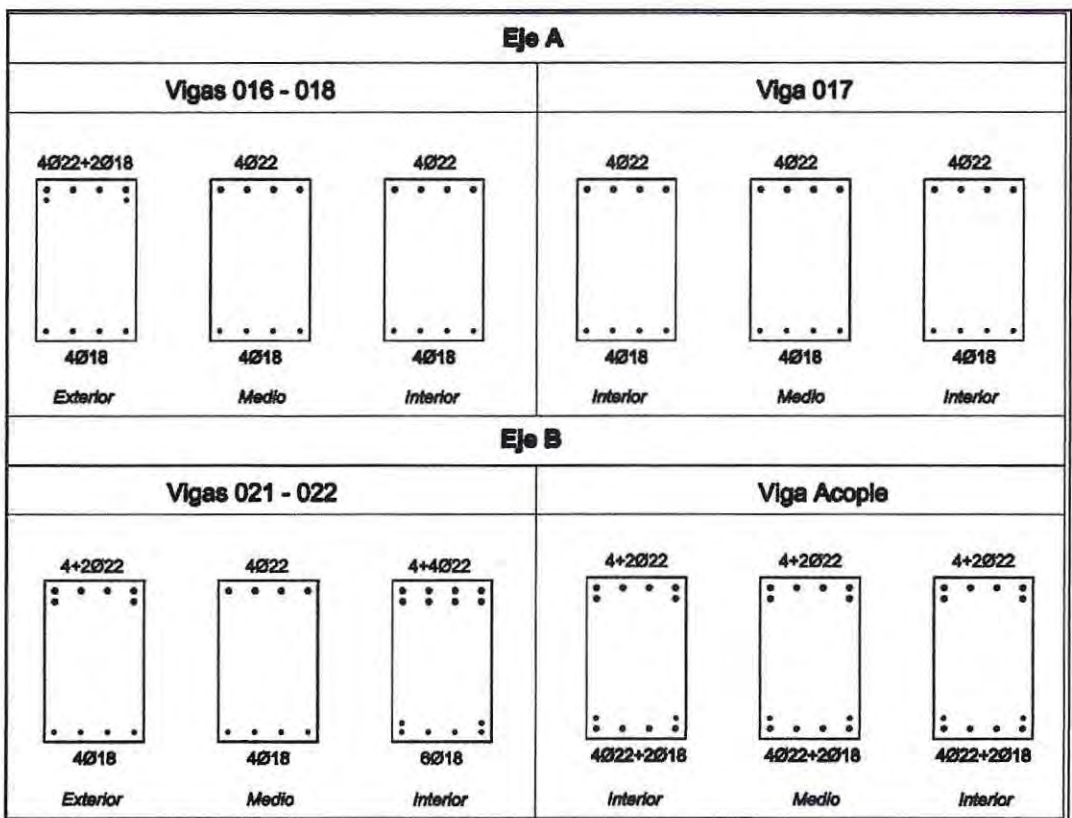


Figura 3.9: Armadura a flexión de vigas en estructura mixta, Ejes A y B.

3.2.1 Refuerzo transversal

Referido al refuerzo transversal en elementos de pórticos especiales resistentes a momento, diseñado principalmente para resistir flexión, se debe cumplir:

- a) Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:
 - En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de los elementos de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de los elementos en flexión.
 - En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

- b) El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 [mm] de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:
 - $d/4$
 - ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas.
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
 - 300 [mm].

- c) Cuando se requieran estribos cerrados de confinamiento, los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° , y ninguna barra longitudinal debe estar separada más de 150 [mm] libres de una barra apoyada lateralmente.

- d) Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

- e) Los estribos que se requieran para resistir esfuerzos de corte, deben ser estribos cerrados de confinamiento colocados en los lugares dentro de los elementos descritos en el punto a) anterior.

- f) Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en elementos en flexión, sean hechos hasta de dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario.

3.2.2 Requisitos de resistencia a cortante

En la determinación de fuerzas equivalentes que representen los efectos del sismo, se supone que los elementos del marco (principalmente vigas), disiparán energía en el rango no lineal de respuesta; por lo que se debe suponer que la armadura longitudinal llegará a la fluencia en el caso de un sismo severo. El esfuerzo de corte de diseño debe ser una buena aproximación del corte máximo que se puede desarrollar en el elemento. Por lo tanto, la resistencia al corte requerida en elementos de marco se debe obtener a partir de la resistencia a flexión de dicho elemento más los esfuerzos de corte gravitacional mayorados, obtenidos del análisis convencional (LRFD⁽¹⁾). Esto es un diseño por capacidad, en el que se asegura que no ocurra falla de corte, que es frágil, antes de que el elemento fluya por flexión.

Sea M_{pr} el momento probable resistente de los elementos, con o sin carga axial, determinado usando las propiedades mecánicas reales de los materiales en las caras de los nudos; suponiendo que en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a esa resistencia probable M_{pr} , y que el elemento está además sometido a cargas gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz; entonces, del equilibrio esquematizado en la Figura 3.10, se puede calcular el corte máximo de diseño V_e que se desarrollaría en los extremos de vigas, el cual se determina por medio de la suma del corte por capacidad del elemento (obtenido de las resistencias probables) y el corte gravitacional generado por las cargas gravitacionales mayoradas.

Es importante destacar que la resistencia real de fluencia de la armadura longitudinal puede exceder a la tensión de fluencia especificada; por lo cual, las resistencias probables a flexión de los distintos elementos se deben determinar utilizando un esfuerzo de al menos $1,25 f_y$, como se muestra en la Ecuación 3.3.

En la Ecuación 3.4 se presenta el método para determinar el corte máximo de diseño V_e , en donde el primer término corresponde al corte por capacidad V_{cap} y el segundo término al corte gravitacional V_{grav} .

(1) LRFD - Diseño por factores de carga y resistencia.

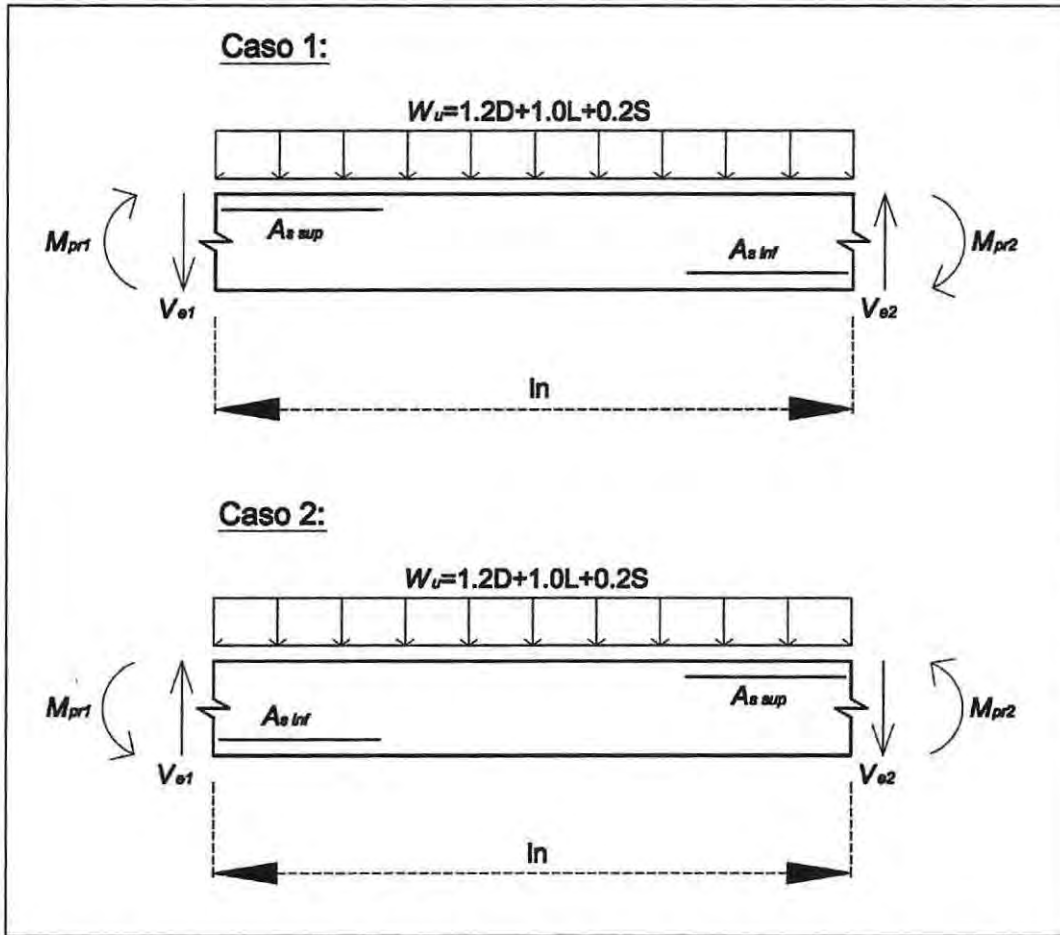


Figura 3.10: Corte de diseño para vigas.

$$M_{pr\ viga} \approx 1,25 f_y A_s \left(d - \frac{1,25 f_y A_s}{2 \cdot 0,85 f_c' b} \right) \quad (3.3)$$

$$V_{e\ viga} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} \quad (3.4)$$

En la Tabla 3.3 se muestran los momentos probables, el corte por capacidad y el corte gravitacional de las vigas de la estructura con marcos. Además se incluye el corte máximo de diseño, $V_{e\ dis}$, el cual fue calculado según lo explicado en los párrafos anteriores.

Tabla 3.3: Esfuerzos de diseño de corte en vigas, estructura con marcos.

Eje	Viga Tipo	Sección	A_s min [cm ²]	Posición Armadura	M_{pr1} [T-m]	M_{pr2} [T-m]	V_{cap} [T]	V_{grav} [T]	V_e dis [T]
1	001	40/65	8.12	Sup.	80.80	80.80	24.22	8.71	32.93
				Inf.	57.25	57.25			
	002	40/65	8.12	Sup.	80.80	80.80	24.22	8.71	32.93
				Inf.	57.25	57.25			
	003	40/65	8.12	Sup.	80.80	80.80	24.22	8.71	32.93
				Inf.	57.25	57.25			
A	004	40/65	8.12	Sup.	80.80	80.80	22.27	9.47	31.74
				Inf.	57.25	57.25			
	005	40/65	8.12	Sup.	80.80	80.80	22.27	9.47	31.74
				Inf.	57.25	57.25			
	006	40/65	8.12	Sup.	80.80	80.80	22.27	9.47	31.74
				Inf.	57.25	57.25			
2	007	40/65	8.12	Sup.	80.80	80.80	24.22	17.42	41.63
				Inf.	57.25	57.25			
	008	40/65	8.12	Sup.	80.80	80.80	24.22	17.42	41.63
				Inf.	57.25	57.25			
	009	40/65	8.12	Sup.	80.80	80.80	24.22	17.42	41.63
				Inf.	57.25	57.25			
B	010	40/65	8.12	Sup.	90.07	80.80	23.76	18.94	42.70
				Inf.	57.25	57.25			
	011	40/65	8.12	Sup.	80.80	80.80	22.27	18.94	41.21
				Inf.	57.25	57.25			
	012	40/65	8.12	Sup.	80.80	90.07	23.76	18.94	42.70
				Inf.	57.25	57.25			

El refuerzo transversal fue diseñado para resistir los esfuerzos de corte máximo de diseño, sin considerar la resistencia nominal de corte V_c proporcionada por el hormigón, de acuerdo a lo estipulado en el punto 21.5.4.2 del código ACI 318-08. En éste se indica que el refuerzo transversal debe diseñarse para resistir los esfuerzos de corte, suponiendo $V_c=0$ cuando la fuerza cortante inducida por el sismo calculada por capacidad, represente la mitad o más de la resistencia máxima a corte requerida para esas zonas y cuando la fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo los efectos sísmicos sea menor que $A_g f'_c / 20$.

Desde la Figura 3.11 a la 3.14 se muestran las distribuciones de la armadura de corte de los elementos anteriormente descritos, los cuales pertenecen a los distintos ejes analizados de la estructura con marcos.

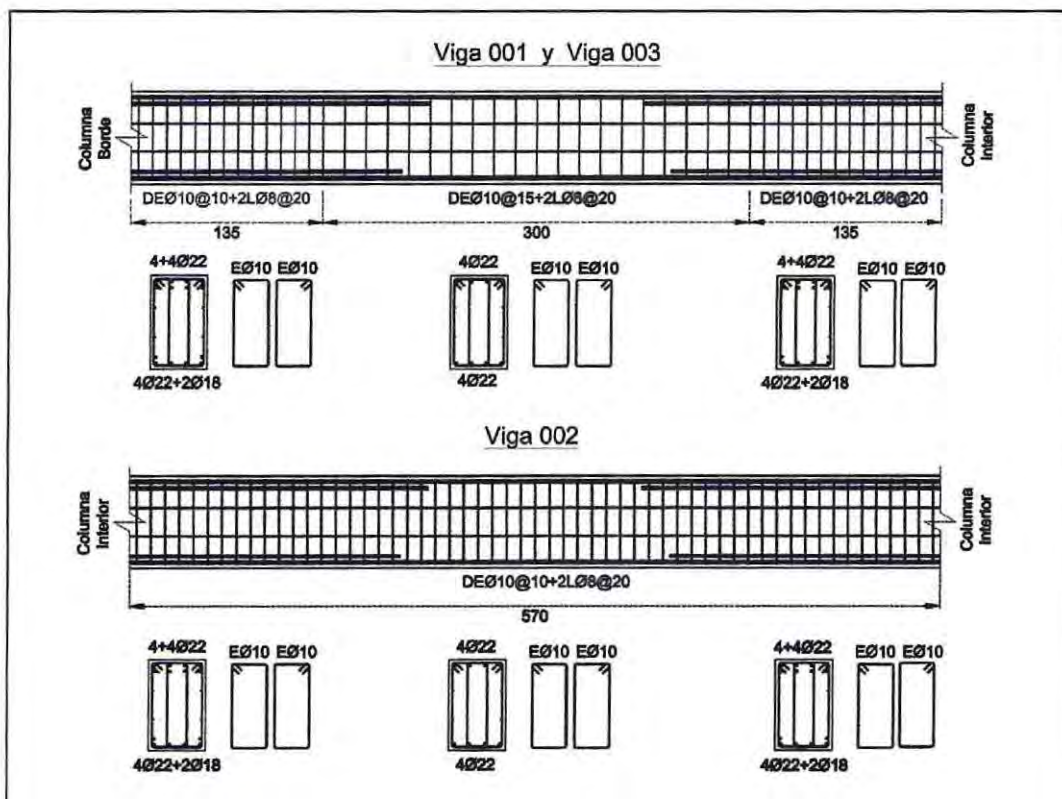


Figura 3.11: Distribución armadura de corte en vigas Eje 1, estructura con marcos.

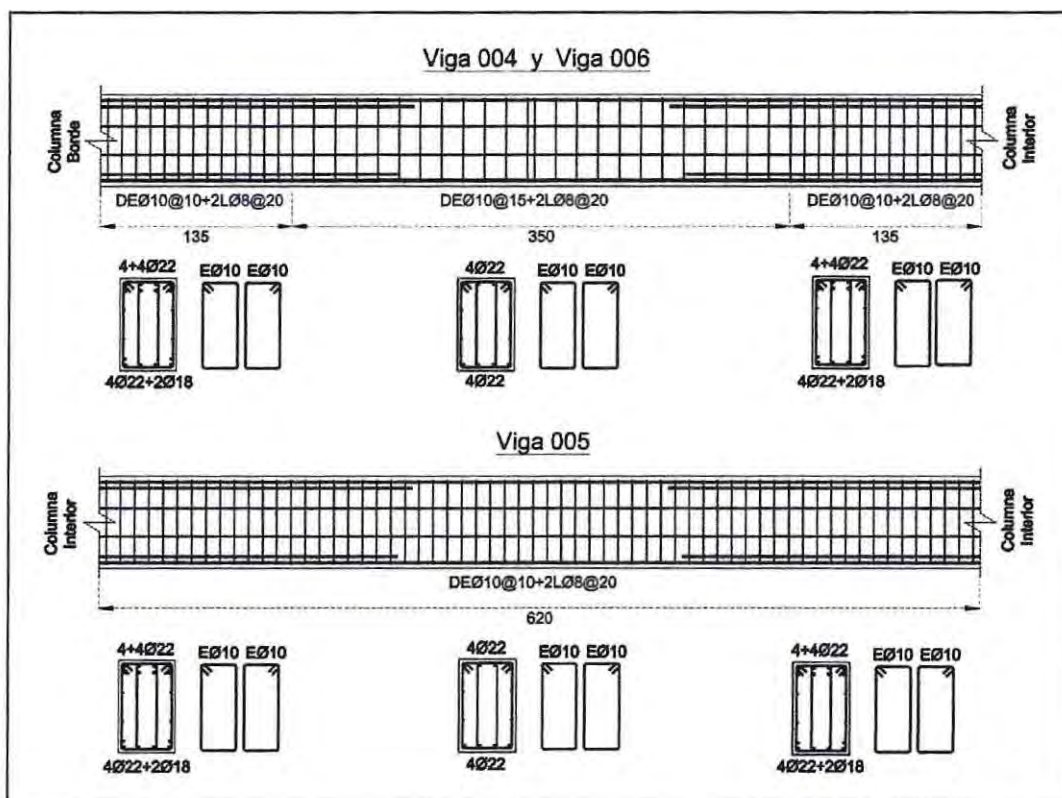


Figura 3.12: Distribución armadura de corte en vigas Eje A, estructura con marcos.

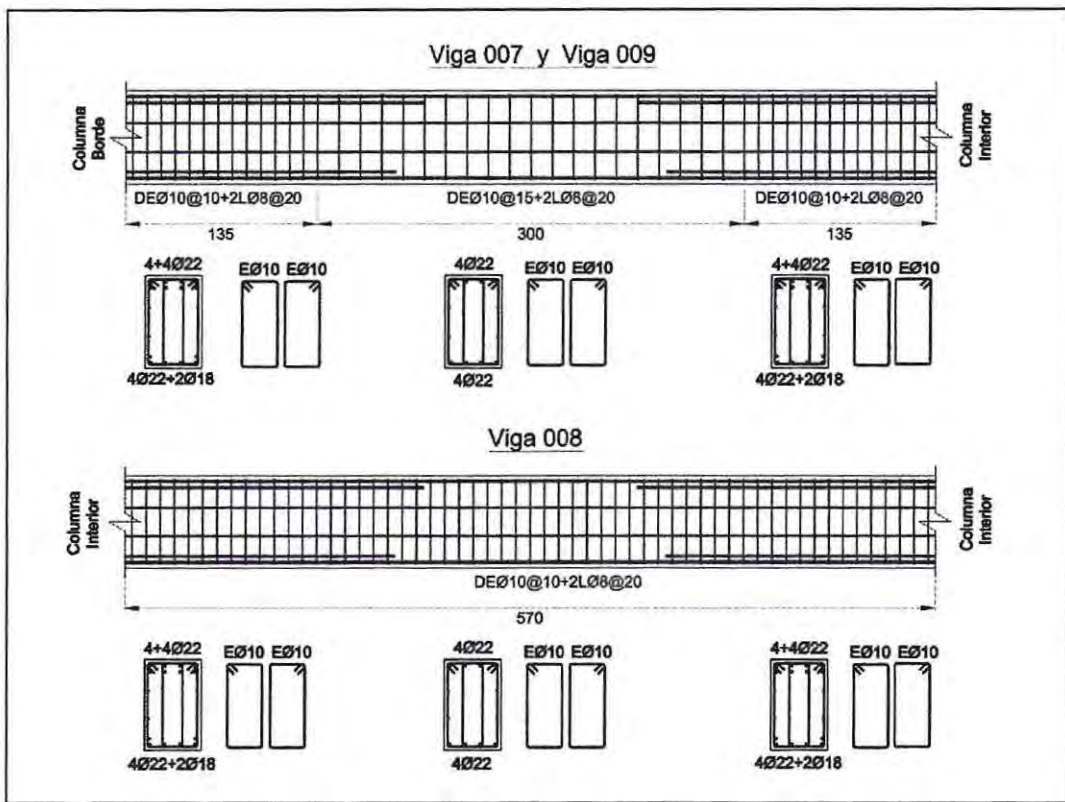


Figura 3.13: Distribución armadura de corte en vigas Eje 2, estructura con marcos.

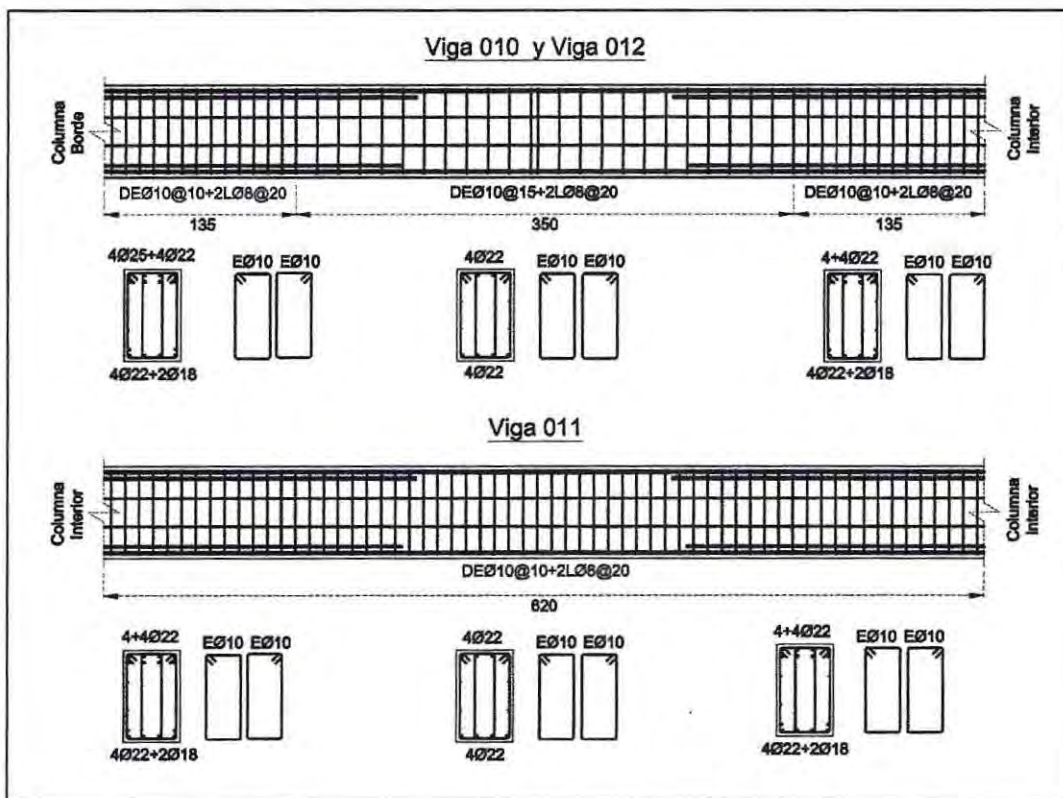


Figura 3.14: Distribución armadura de corte en vigas Eje B, estructura con marcos.

De forma análoga, en la Tabla 3.4, se muestran los esfuerzos probables de los elementos sometidos a flexión en la estructura mixta, junto al corte por capacidad, V_{cap} , y el corte gravitacional V_{grav} . Finalmente se incluye el corte máximo de diseño, $V_{e\ dis}$, el cual fue calculado según lo explicado anteriormente.

Tabla 3.4: Esfuerzos de diseño de corte en vigas, estructura mixta.

Eje	Viga Tipo	Sección	$A_{s\ min}$ [cm ²]	Posición Armadura	M_{pr1} [T-m]	M_{pr2} [T-m]	V_{cap} [T]	V_{grav} [T]	$V_{e\ dis}$ [T]
1	013	40/65	8.12	Sup.	44.15	44.15	13.08	8.71	21.78
				Inf.	30.38	30.38			
	014	40/65	8.12	Sup.	44.15	44.15	13.08	8.71	21.78
				Inf.	30.38	30.38			
	015	40/65	8.12	Sup.	44.15	44.15	13.08	8.71	21.78
				Inf.	30.38	30.38			
A	016	40/65	8.12	Sup.	57.25	44.15	14.13	9.47	23.61
				Inf.	30.38	30.38			
	017	40/65	8.12	Sup.	44.15	44.15	12.02	9.47	21.49
				Inf.	30.38	30.38			
	018	40/65	8.12	Sup.	44.15	57.25	14.13	9.47	23.61
				Inf.	30.38	30.38			
2	019	40/65	8.12	Sup.	44.15	80.80	18.84	18.03	36.87
				Inf.	30.38	44.32			
	020	40/65	8.12	Sup.	80.80	44.15	18.84	18.03	36.87
				Inf.	44.32	30.38			
B	021	40/65	8.12	Sup.	63.41	80.80	17.37	19.55	36.93
				Inf.	30.38	44.32			
	ACOP	40/65	8.12	Sup.	63.42	63.42	50.28	5.02	55.30
				Inf.	57.25	57.25			
	022	40/65	8.12	Sup.	80.80	63.41	17.37	19.55	36.93
				Inf.	44.32	30.38			

De la misma forma que en la estructura con marcos, el refuerzo transversal fue diseñado para resistir los esfuerzos de corte máximo de diseño, sin considerar la resistencia nominal al corte V_p proporcionada por el hormigón; esto es, según lo estipulado en el punto 21.5.4.2 del código ACI 318-08, el cual indica que el refuerzo transversal debe diseñarse para resistir los esfuerzos de corte, suponiendo $V_c=0$ cuando la fuerza cortante inducida por el sismo calculada por capacidad, represente la mitad o más de la resistencia máxima a corte requerida para esas zonas y cuando la fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo los efectos sísmicos sea menor que $A_g f' / 20$.

Desde la Figura 3.15 a la 3.18 se muestra la distribución de la armadura de corte de los elementos anteriormente descritos, los cuales pertenecen a los distintos ejes analizados de la estructura mixta.

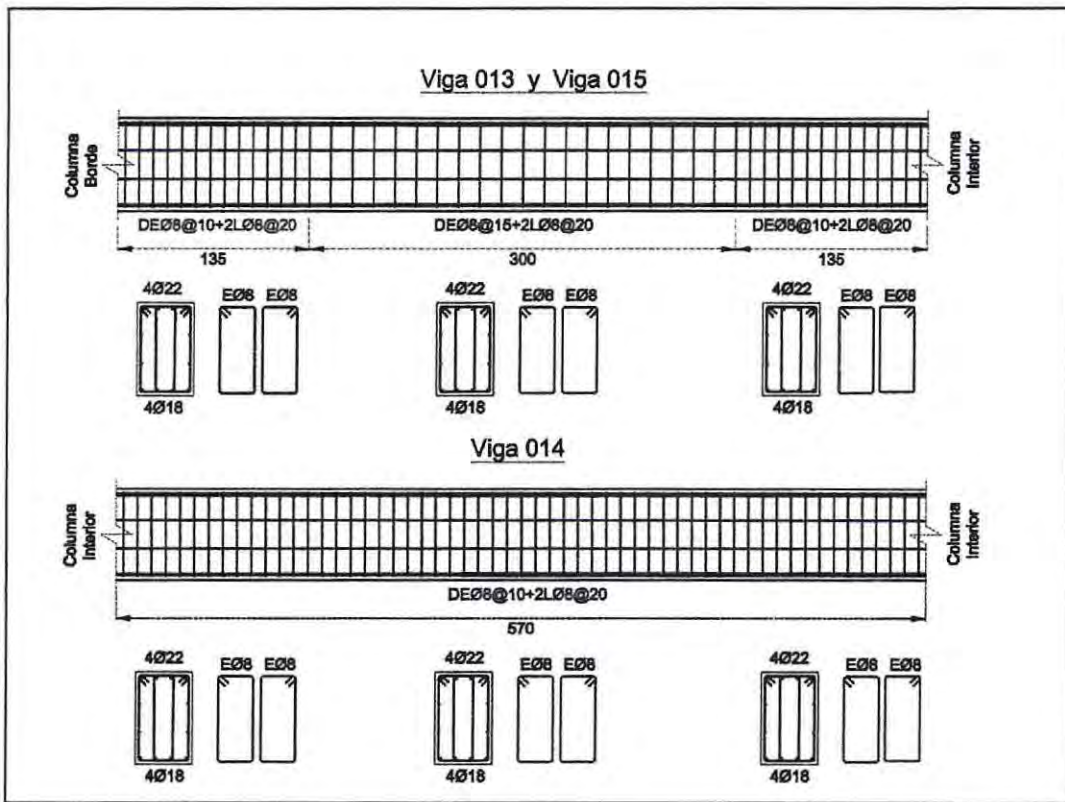


Figura 3.15: Distribución armadura de corte en vigas Eje 1, estructura mixta.

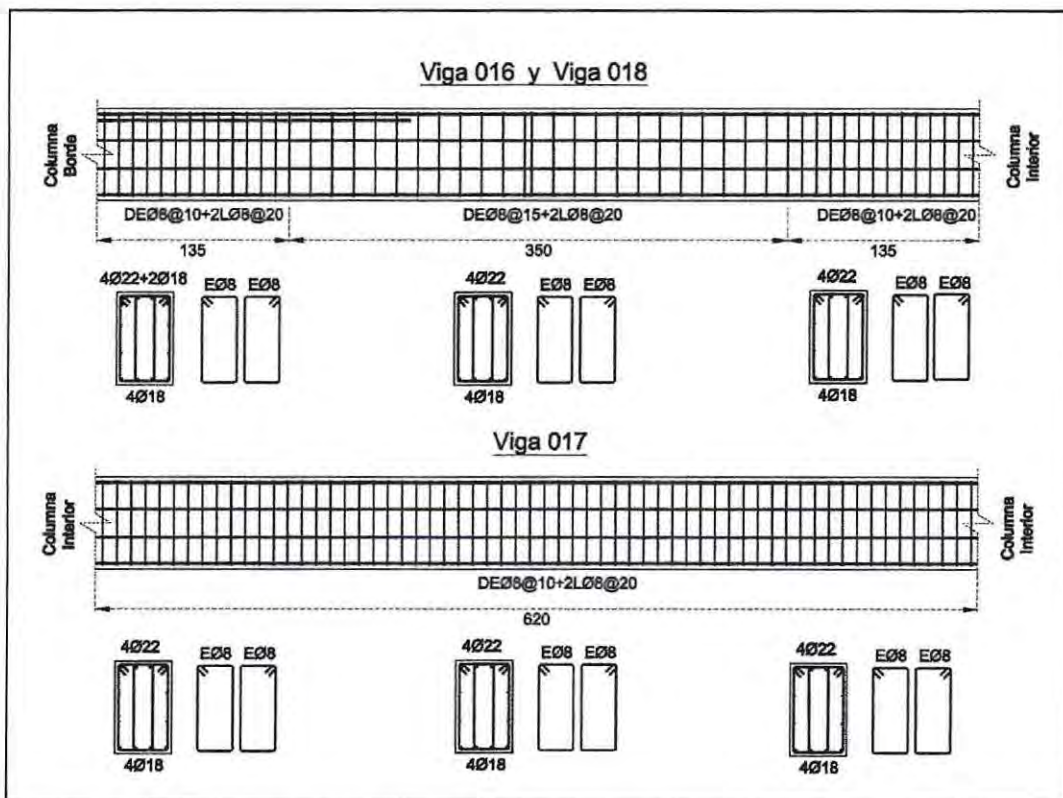


Figura 3.16: Distribución armadura de corte en vigas Eje A, estructura mixta.

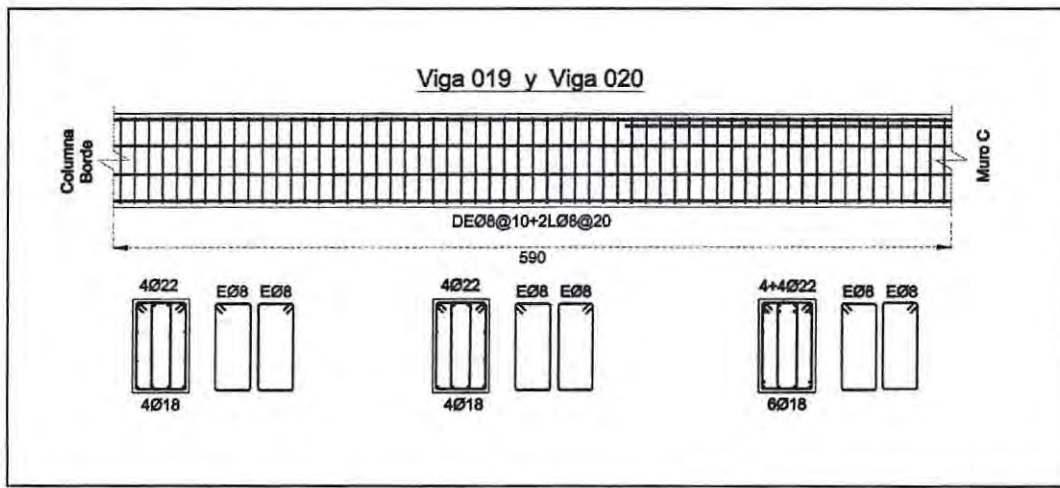


Figura 3.17: Distribución armadura de corte en vigas Eje 2, estructura mixta.

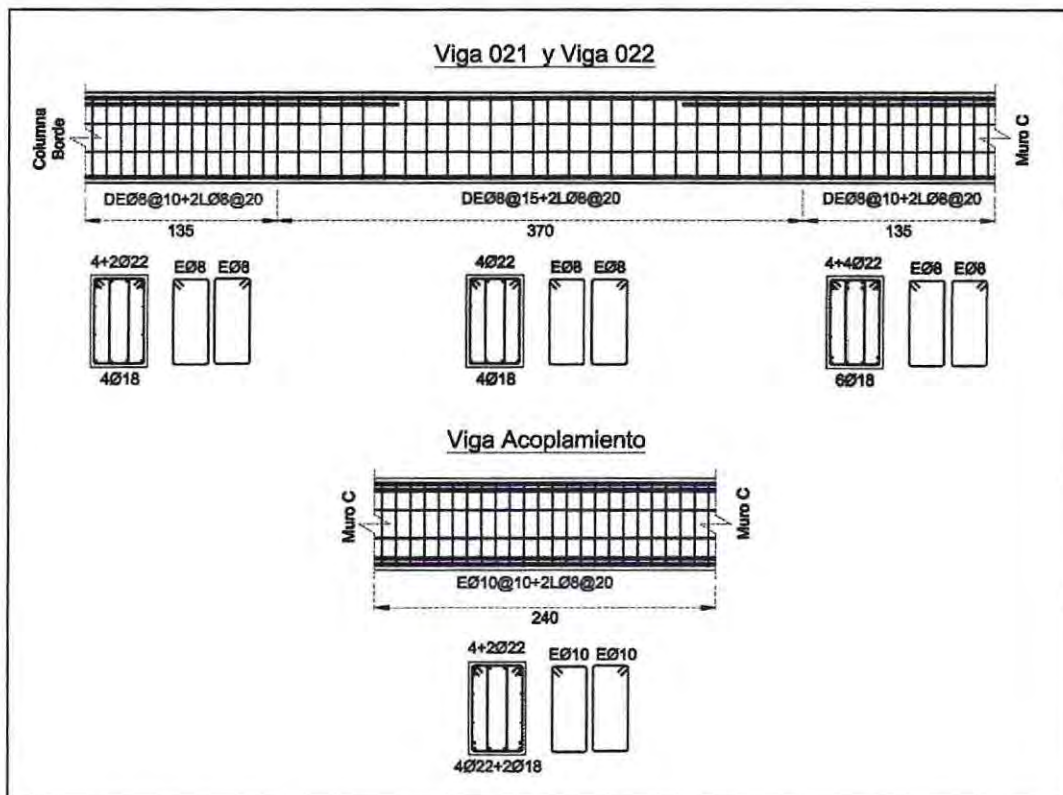


Figura 3.18: Distribución armadura de corte en vigas Eje B, estructura mixta.

En el caso de las columnas, el corte máximo de diseño V_e , se debe determinar considerando como hipótesis la formación de rótulas plásticas en las secciones críticas de vigas; por lo tanto, éste queda definido por los momentos probables que son transmitidos a la columna a través de las vigas que concurren a ella (ver Figura 3.19.), y se calcula según la Ecuación 3.5.

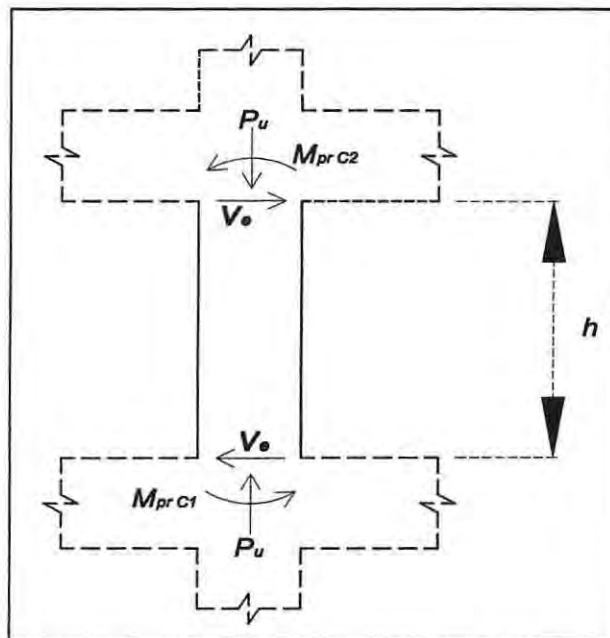


Figura 3.19: Corte de diseño para columnas sobre el primer nivel.

$$V_e = \frac{M_{pr\ C1} + M_{pr\ C2}}{h} \quad (3.5)$$

Considerando que los nudos se encuentran en equilibrio, y que los momentos de vigas transmitidos a las columnas son proporcionales a la rigidez de las columnas que concurren al nudo; y dado que las columnas, tanto encima como por debajo del nudo, tienen la misma sección transversal, refuerzo, resistencia del hormigón y altura de entresijos, se puede considerar que el momento probable de la columna, M_{prC} , es el que se determina según la Ecuación 3.6, de acuerdo a la Figura 3.20.

$$M_{pr\ c1} = M_{pr\ c2} = \frac{M_{pr\ v1} + M_{pr\ v2}}{2} \quad (3.6)$$

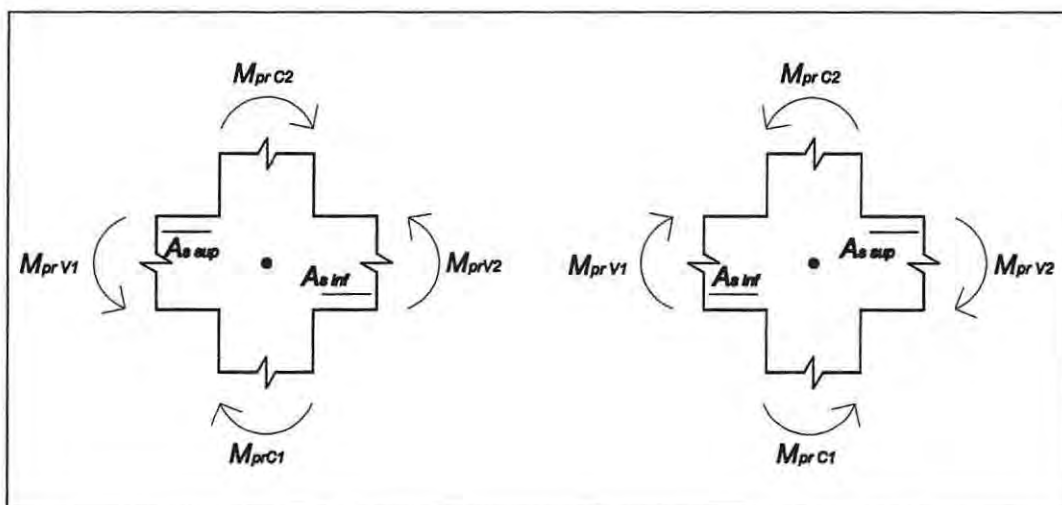


Figura 3.20: Sistema Viga - Columna.

El análisis anterior es válido sólo para elementos sobre el primer nivel, ya que para las columnas de primer piso, el corte máximo de diseño, V_e , se determina con la máxima resistencia flexural nominal probable proporcionada en la base de la columna, la que corresponde al punto de equilibrio del diagrama de interacción, calculado para la fuerza axial mayorada de compresión inducida por el sismo (ver Figura 3.21).

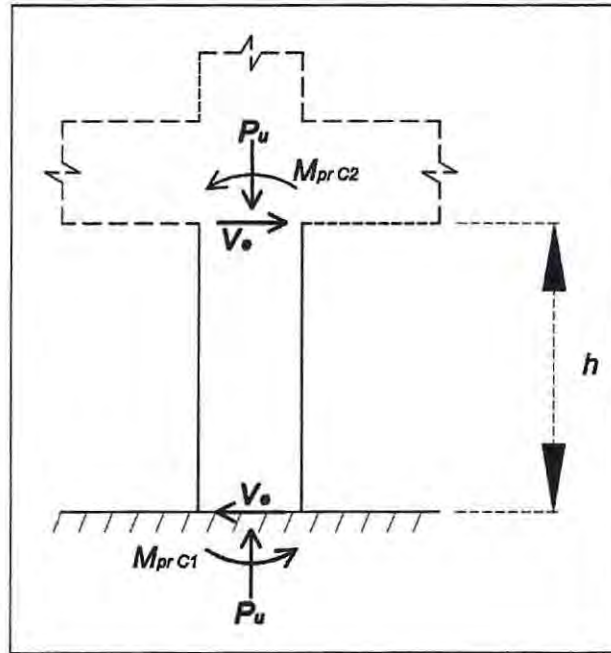


Figura 3.21: Corte de diseño para columnas del primer nivel.

Debido a que la tensión de fluencia real de la armadura longitudinal puede exceder a la tensión de fluencia determinada por la calidad del acero; y debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación de la armadura en un nudo sujeto a grandes rotaciones, la resistencia flexural antes mencionada se determina utilizando un esfuerzo de al menos $1,25 f_y$ para la armadura longitudinal, donde f_y es la tensión de fluencia de la armadura, referida a la calidad que esta tiene ($f_y = 4200 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$)

Es importante considerar:

- a) La dirección de la fuerza de corte V_e depende de la magnitud relativa de las cargas gravitacionales y el corte generado por los momentos en los extremos.

- b) Los momentos en los extremos M_{prV1} y M_{prV2} pueden ser diferentes, por lo cual, deben ser considerados en ambas direcciones.
- c) El corte de diseño V_e no debe ser nunca menor que el requerido por el análisis de la estructura, es decir por las combinaciones de carga.

Se destaca que el refuerzo transversal en elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento, debe diseñarse para resistir el corte, suponiendo la resistencia nominal proporcionada por el hormigón, $V_c = 0$, cuando se produzca simultáneamente lo siguiente:

- a) La fuerza cortante inducida por el sismo, calculada según lo expuesto anteriormente, representa la mitad o más de la resistencia máxima al corte requerido.
- b) La fuerza axial de compresión mayorada de los elementos, P_u , incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f' / 20$.

En la Figura 3.22 se muestra la ubicación de las columnas que componen el sistema resistente de la estructura con marcos, junto a sus vigas concurrentes; cabe mencionar que sólo se verifican los elementos señalados, debido a que por la simetría de la estructura, los elementos restantes tienen las mismas características y los mismos esfuerzos.

En la Tabla 3.5, se detalla el análisis realizado sólo para la primera columna de la estructura en base a marcos, según lo especificado anteriormente; debido a que para pisos superiores, se consideró la misma armadura para vigas concurrentes, generando esfuerzos iguales para todos los pisos y menores al detallado.

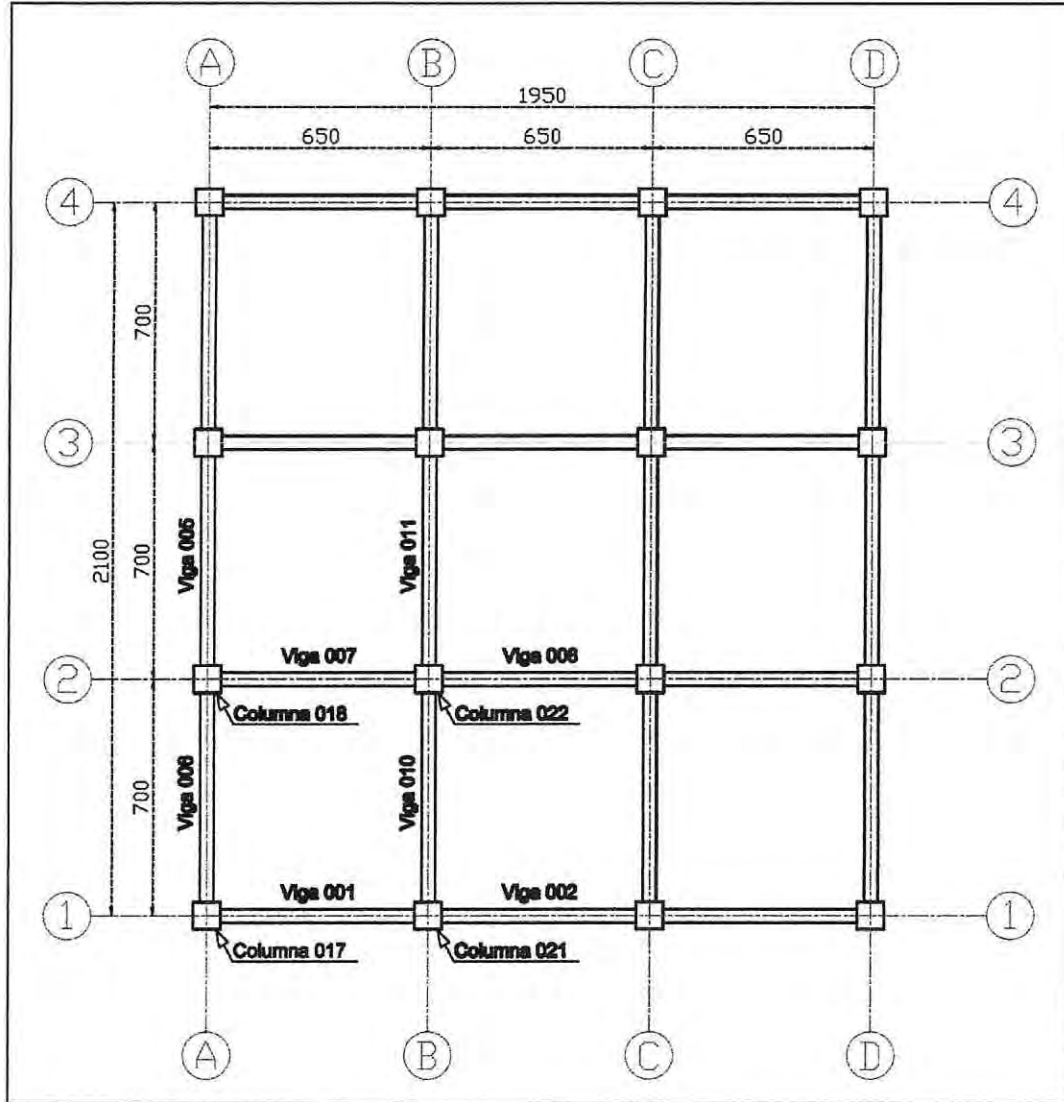


Figura 3.22: Distribución de columnas en estructura con marcos.

Tabla 3.5: Esfuerzos de diseño de corte en columnas, estructura con marcos.

Eje	Columna Tipo	Sección	Viga Concurrente	$M_{pr \text{ Viga sup}}$ [T-m]	$M_{pr \text{ col sup}}$ [T-m]	$M_{pr \text{ col base}}$ [T-m]	$V_e \text{ dis}$ [T]	V_c [T]	V_s [T]
1	017	80/80	001	80.80	40.40	212.7	123.46	49.49	115.13
			-	-					
	021	80/80	001	80.80	69.02	248	154.65	49.21	156.99
			002	57.25					
2	018	80/80	007	80.80	40.40	289.4	160.88	49.21	165.30
			-	-					
	022	80/80	007	80.80	69.02	331.8	195.52	49.07	211.63
			008	57.25					
A	017	80/80	006	80.80	40.40	212.75	123.49	49.49	115.16
			-	-					
	018	80/80	005	57.25	69.02	282.6	171.52	49.21	179.49
			006	80.80					
B	021	80/80	010	90.07	45.03	249.8	143.82	49.21	142.55
			-	-					
	022	80/80	010	80.80	69.02	331.90	195.57	49.07	211.69
			011	57.25					

Análogamente para la estructura mixta, en la Figura 3.23 se muestra la ubicación de las diferentes columnas que componen el sistema resistente de la estructura, junto a sus vigas concurrentes; cabe mencionar que sólo se verifican los elementos señalados, debido a que por la simetría de la estructura, los elementos restantes tienen las mismas características y los mismos esfuerzos. Además en la Tabla 3.6, se detalla el análisis realizado sólo para la primera columna de la estructura, de acuerdo a lo mencionado anteriormente; debido a que para pisos superiores, se consideró la misma armadura para vigas concurrentes, generando esfuerzos iguales para todos los pisos y menores al detallado.

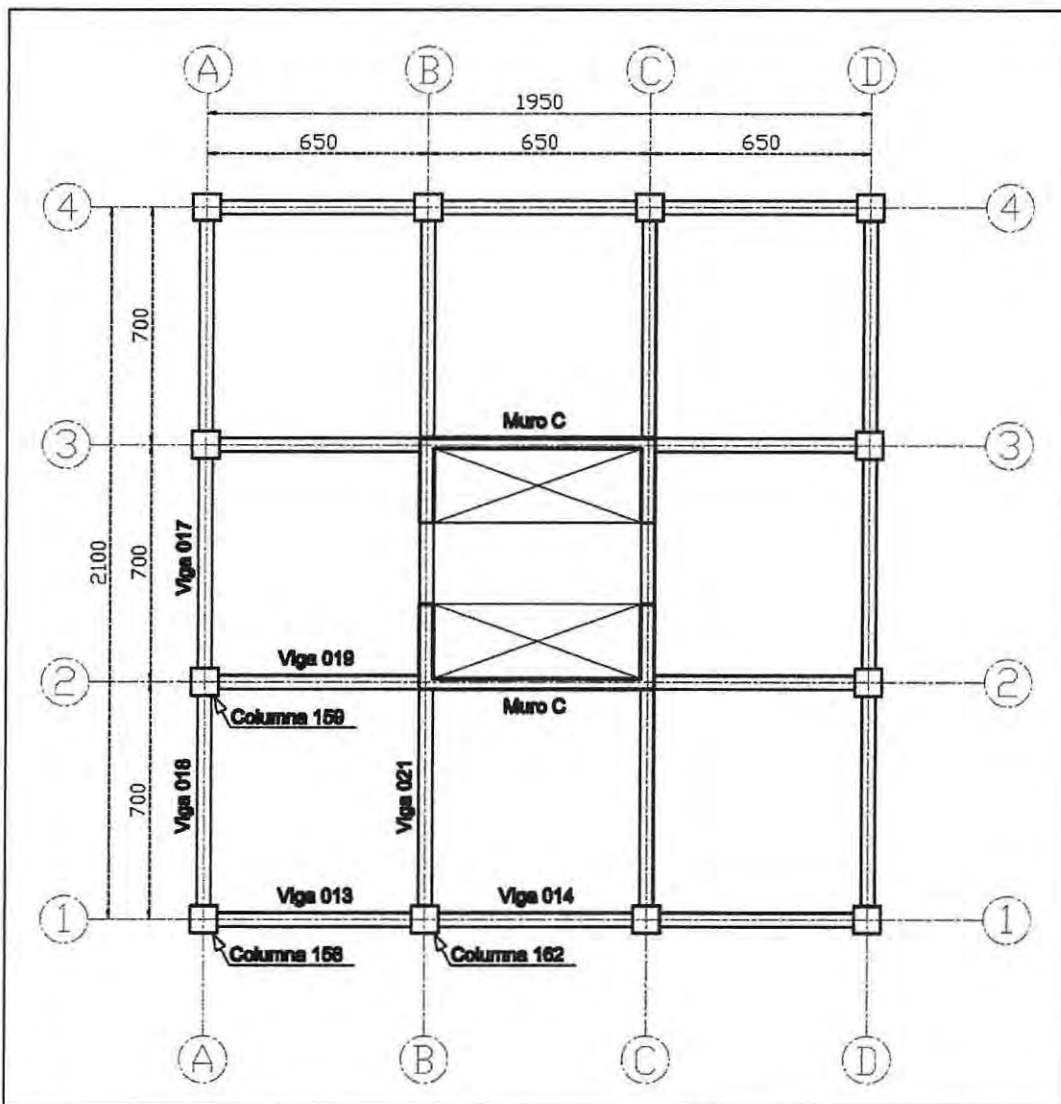


Figura 3.23: Distribución de columnas en estructura mixta.

Tabla 3.6: Esfuerzos de diseño de corte en columnas, estructura mixta.

Eje	Columna Tipo	Sección	Viga Concorrente	M_{pr} Viga sup [T-m]	M_{pr} col sup [T-m]	M_{pr} col base [T-m]	V_d dis [T]	V_c [T]	V_s [T]
1	158	80/80	013	44.15	22.07	211.4	113.89	49.49	102.36
			-	-					
	162	80/80	013	44.15	37.27	212.3	121.74	49.49	112.83
			014	30.38					
2	159	80/80	019	44.15	22.07	209.9	110.13	49.49	97.36
			-	-					
A	158	80/80	018	44.15	22.07	212.3	114.33	49.49	102.95
			-	-					
	159	80/80	017	30.38	43.82	195.5	115.28	49.49	104.21
			018	57.25					
B	162	80/80	021	63.41	31.71	209.8	115.17	49.49	104.08
			-	-					

Es importante destacar que la armadura mínima de confinamiento, detallada en el código ACI 318-08, tanto para vigas como columnas, queda totalmente cubierta por la armadura corte especificada anteriormente.

3.3 Elementos sometidos a flexo-compresión

El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial se aplica a elementos de pórticos especiales que resistan fuerzas inducidas por sismos y que tengan una fuerza axial mayorada de compresión, P_u , bajo cualquier combinación de carga que exceda a $A_g f'_c / 10$. Cumpliendo lo anterior, se deberá respetar lo siguiente:

- a) La menor dimensión de la sección transversal, medida en una línea recta que pase a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 [mm].
- b) La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,4.

Es importante destacar que estos elementos deben satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, y además, basarse en las siguientes hipótesis:

- a) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

- b) La máxima deformación unitaria permitida en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- c) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y , no tomando en cuenta los efectos de endurecimiento por deformación del refuerzo (ver Figura 3.24).
- d) La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

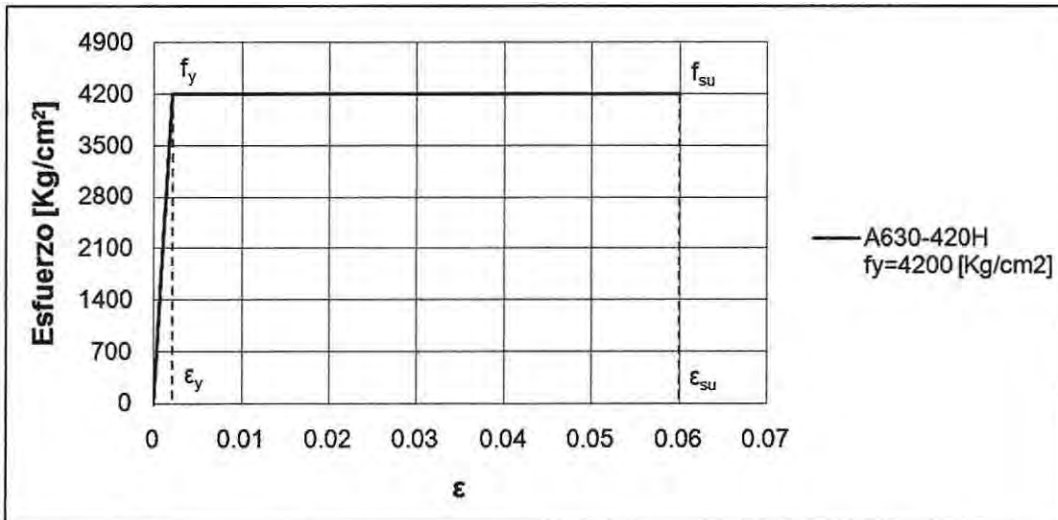


Figura 3.24: Modelo bilineal: esfuerzo - deformación acero estructural.

donde

f_y, ϵ_y : Tensión y deformación de fluencia del acero.

f_{su}, ϵ_{su} : Tensión y deformación última del acero.

El diseño de elementos sometidos a flexo-compresión en zonas sísmicas, presenta la particularidad de que un mismo elemento puede estar sujeto a una gran cantidad de combinaciones de esfuerzos. Por lo cual, si una estructura posee un gran número de elementos, al ser analizados en forma individual, llevaría a un procedimiento reiterativo y a su vez tedioso, el cual concluiría con el diseño de un muestrario de elementos.

Unas de las formas prácticas de abordar el problema del diseño de este tipo de elementos, es por medio de la construcción de diagramas de interacción de resistencia, $M-P$, que definan las combinaciones de carga axial y el momento flector que provoque la falla de los elementos prediseñados en el intervalo completo de excentricidades (relación M/P), desde 0 a infinito. Para cualquier excentricidad, existe un solo par de valores nominales de P_n y M_n que producirían la falla de la sección analizada. Este par de valores puede dibujarse como un punto en un gráfico que relacione P_n y M_n como el que se presenta en la Figura 3.25.

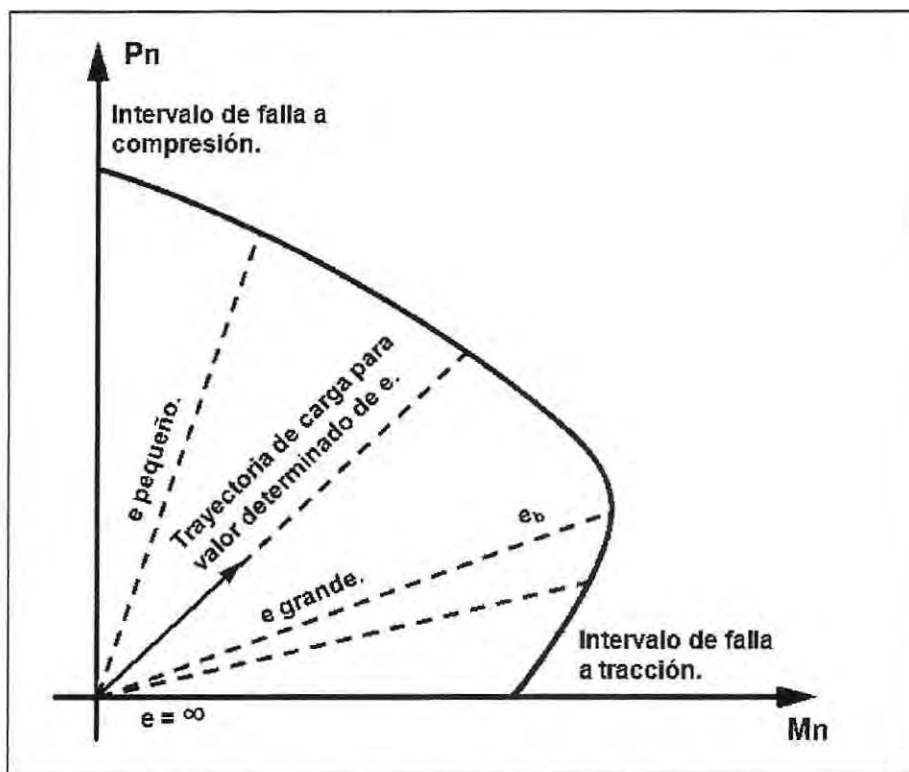


Figura 3.25: Diagrama de Interacción nominal de un elemento sometido a Flexo - Compresión.

Fuente: LLOPITZ C, 2001

La resistencia de diseño considerada, es obtenida al multiplicar la resistencia a carga axial nominal, P_n , y la resistencia nominal a flexión, M_n , por el factor ϕ descrito en la sección 3.1.

3.3.1 Refuerzo longitudinal

El área de refuerzo longitudinal de los elementos sometidos a flexo-compresión, A_{sf} , no debe ser menor que $0,01A_g$ ni mayor que $0,06A_g$.

En la Figura 3.26 se muestra la distribución en planta de los elementos verticales sometidos a esfuerzos de flexo-compresión, correspondientes al edificio estructurado con marcos; en donde se detalla la cuantía de acero (ρ) de cada una.

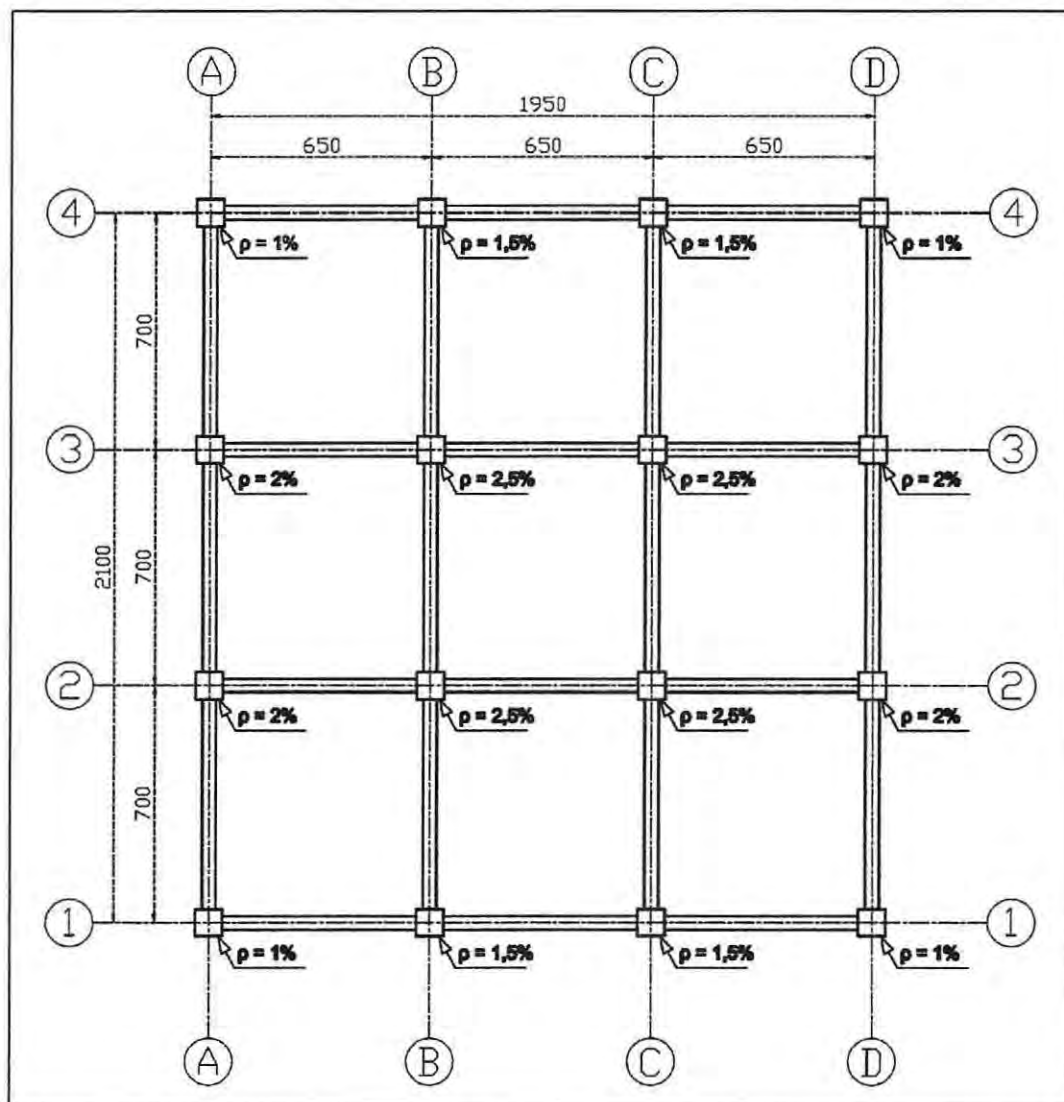


Figura 3.26: Planta de distribución de columnas en sistema de marcos.

Desde la Figura 3.27 hasta la 3.34 se muestran los diagramas de interacción de los distintos elementos pertenecientes a la estructura con marcos, evaluados para la cantidad de armadura especificada en las direcciones de análisis X e Y, junto a su detalle de armadura a flexo-compresión. Además se incorporan a estos diagramas, las combinaciones de carga estipuladas en la NCh433 Of.96 Mod.2009, demostrando que todos los puntos caen dentro de las curvas de diseño.

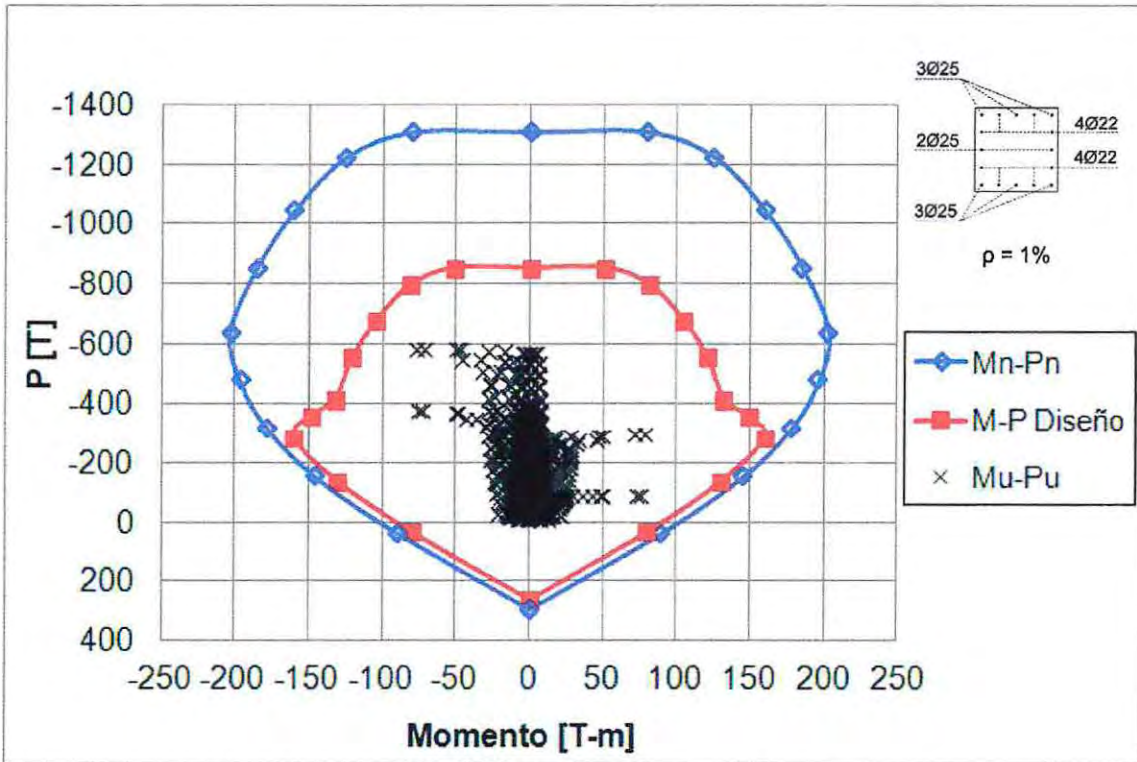


Figura 3.27: Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ estructura con marcos, análisis dirección X.

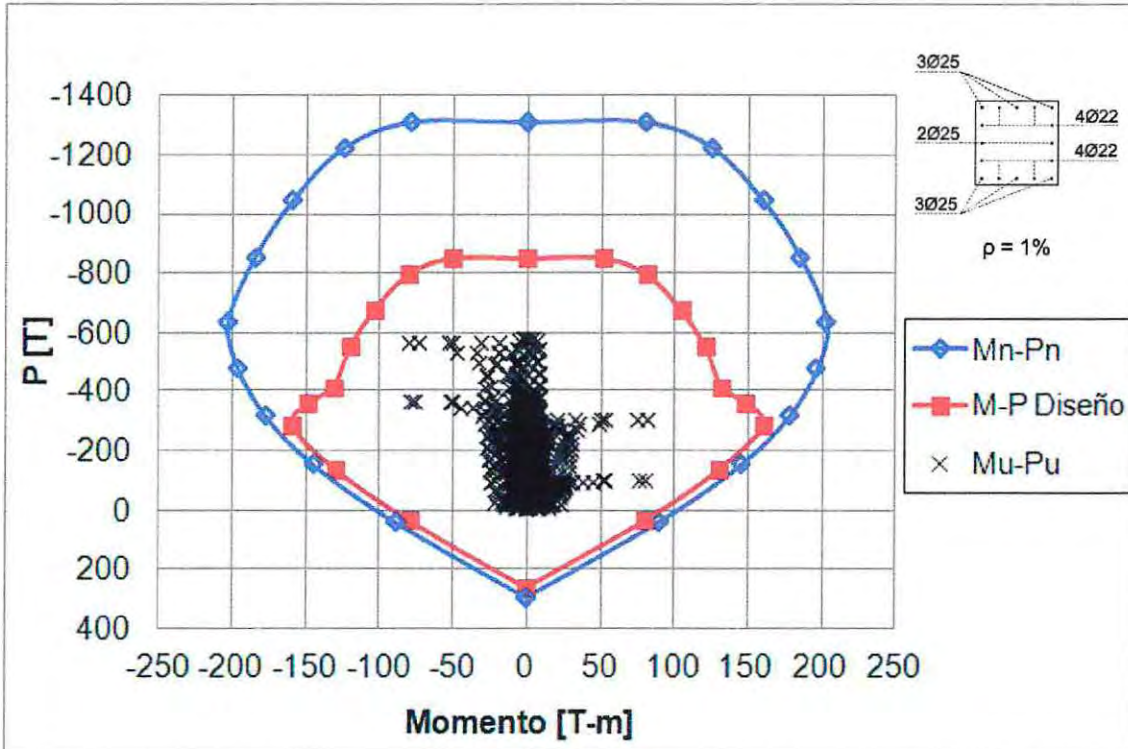


Figura 3.28: Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ estructura con marcos, análisis dirección Y.

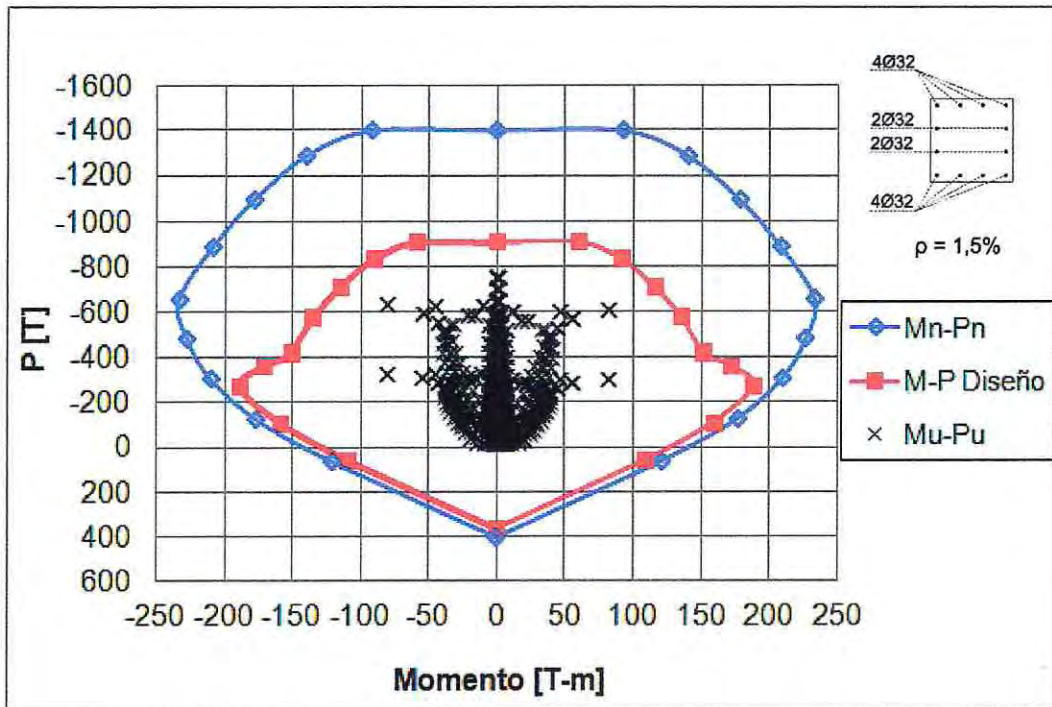


Figura 3.29: Diagrama de interacción columna $\rho = 1,5\%$ estructura con marcos, análisis dirección X.

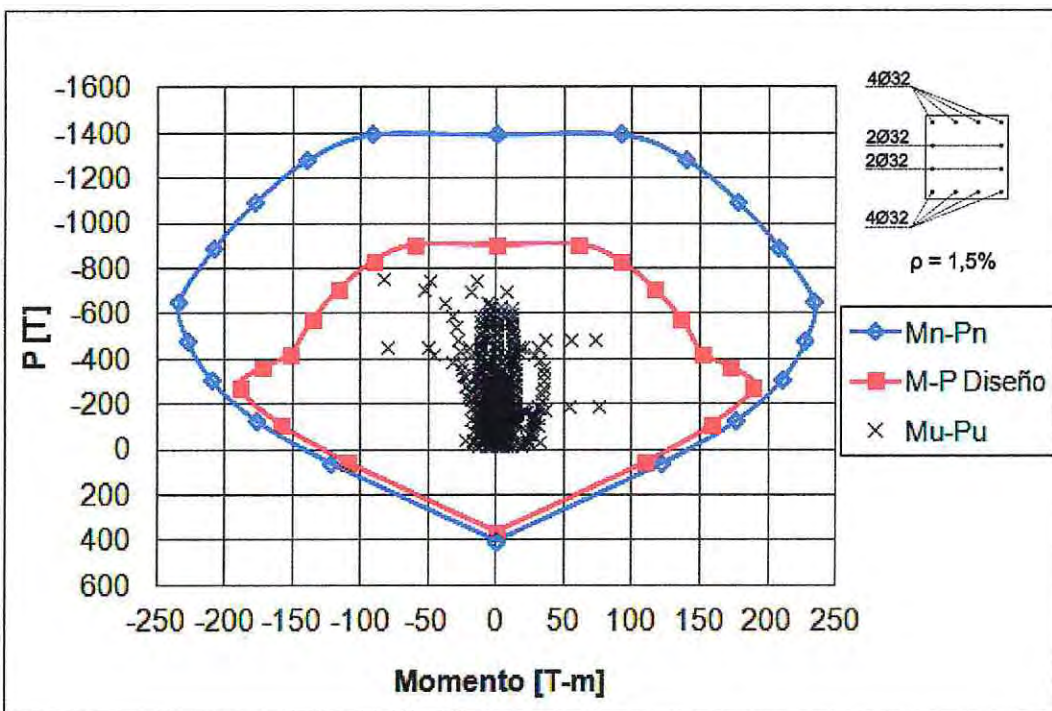


Figura 3.30: Diagrama de interacción columna $\rho = 1,5\%$ estructura con marcos, análisis dirección Y.

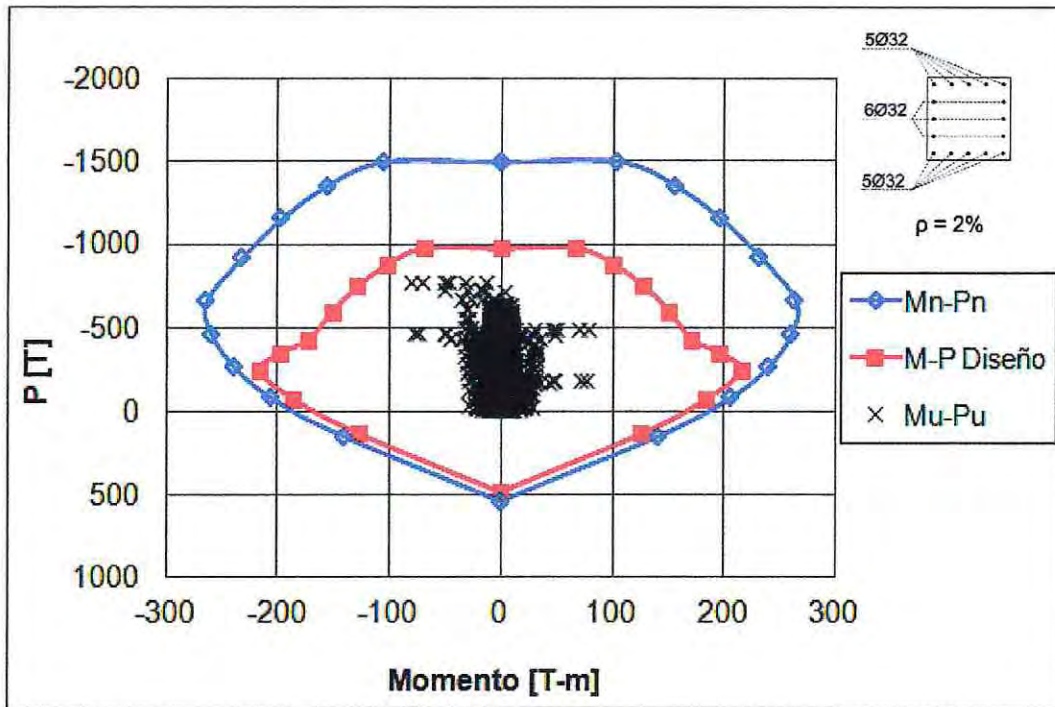


Figura 3.31: Diagrama de interacción columna $\rho = 2\%$ estructura con marcos, análisis dirección X.

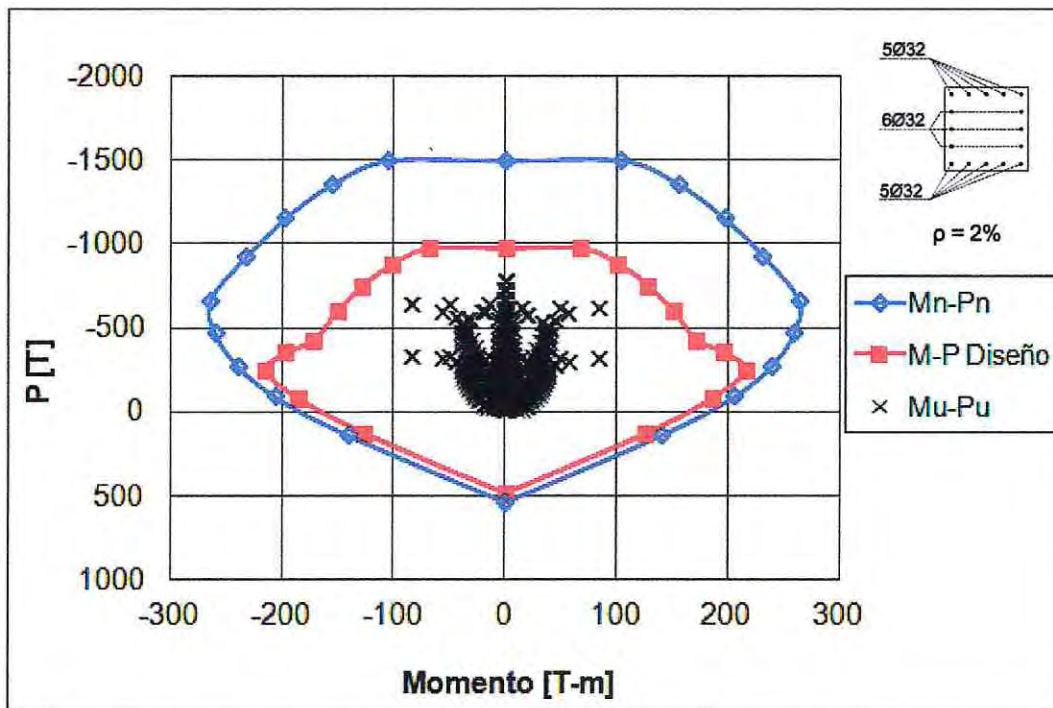


Figura 3.32: Diagrama de interacción columna $\rho = 2\%$ estructura con marcos, análisis dirección Y.

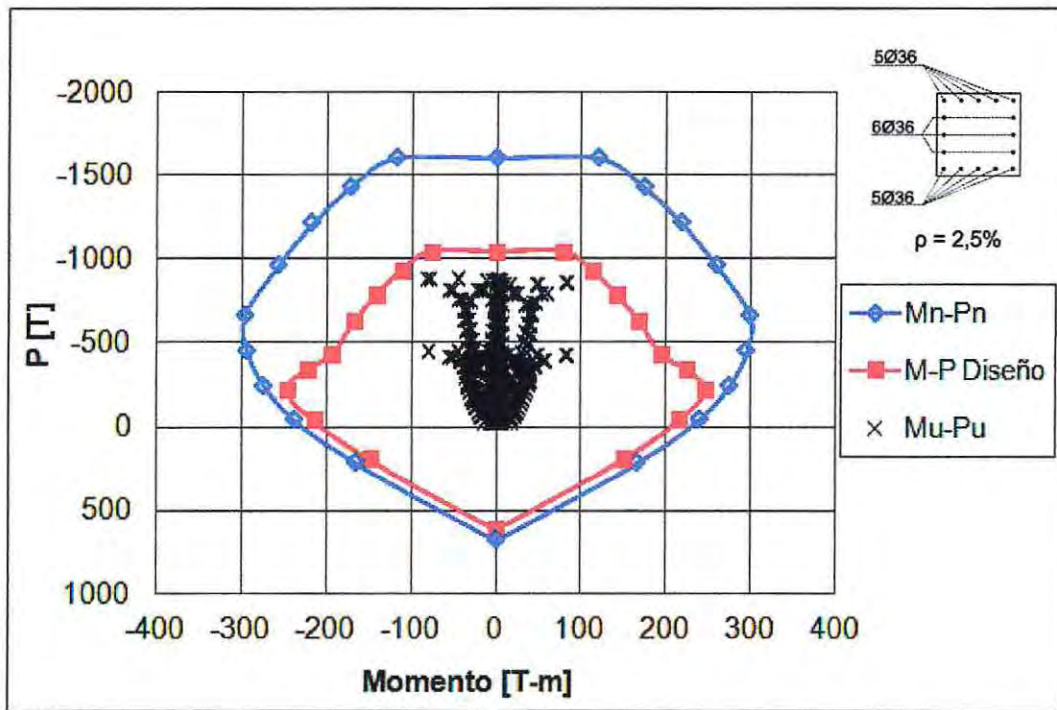


Figura 3.33: Diagrama de interacción columna $\rho = 2,5\%$ estructura con marcos, análisis dirección X.

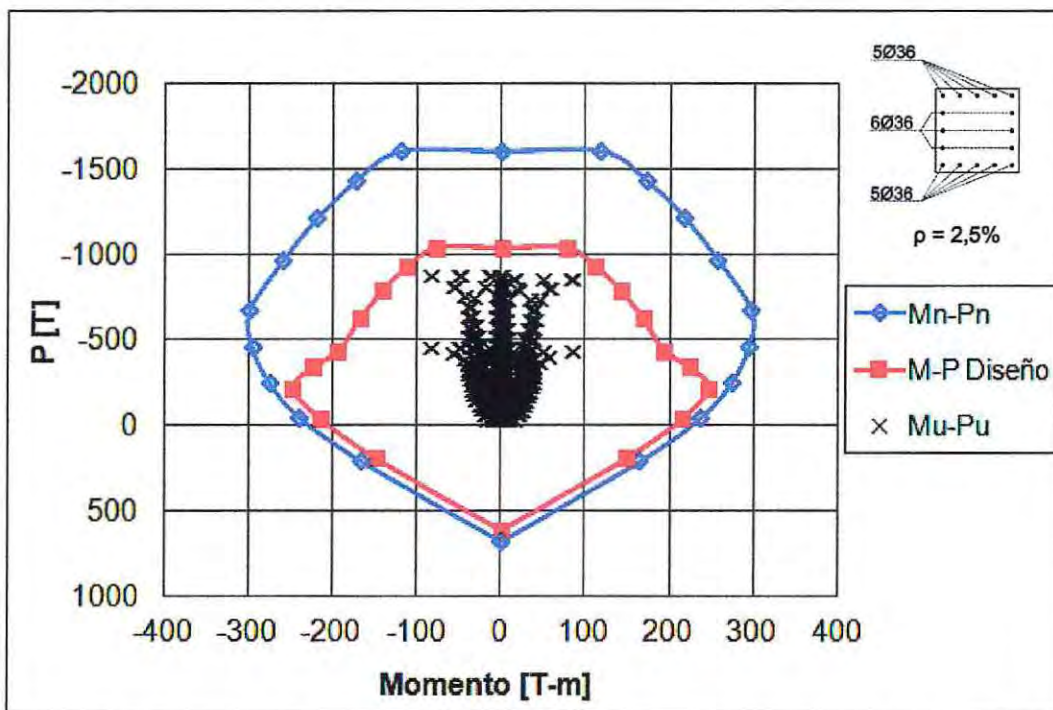


Figura 3.34: Diagrama de interacción columna $\rho = 2,5\%$ estructura con marcos, análisis dirección Y.

Como es posible visualizar en los diagramas de interacción de diseño, la cuantía de acero (ρ) se determinó de manera de satisfacer eficientemente los requerimientos del código de diseño ACI 318-08, considerando que al aumentar la resistencia a flexión, aumentan las demandas de corte (diseño al corte por capacidad).

En la Figura 3.35, se presenta la planta de distribución de los diferentes elementos verticales sometidos a esfuerzos de flexo-compresión, los cuales participan en la configuración del sistema resistente del edificio con estructuración mixta.

Según lo especificado en el Decreto Supremo N°118, en el diseño a flexión y carga axial de muros, se debe considerar la configuración de la sección transversal completa (secciones T, L, C, etc.)

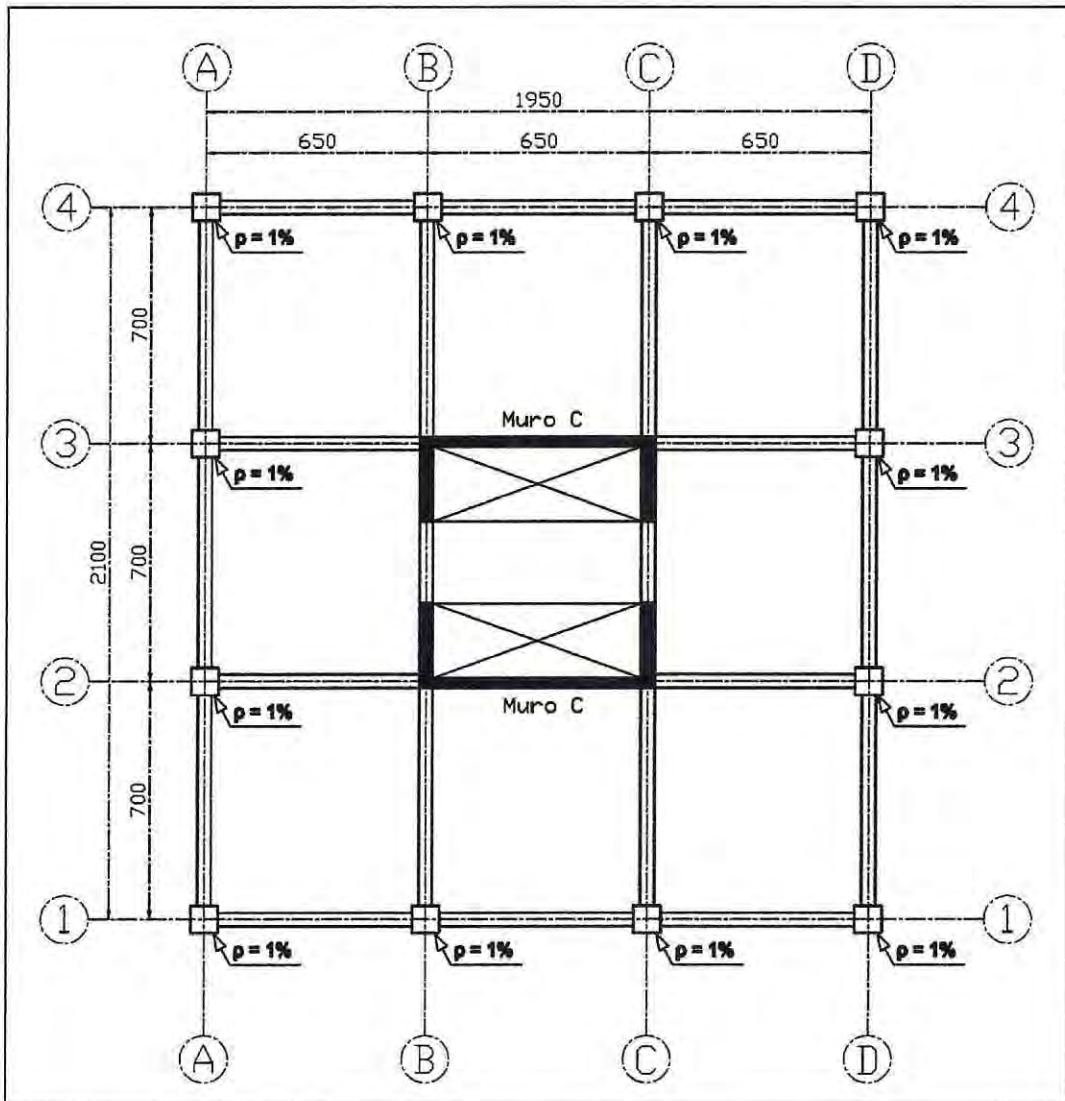


Figura 3.35: Planta de ubicación de columnas y muros en sistema mixto.

Desde la Figura 3.36 hasta la 3.40 se muestran los diagramas de interacción de los distintos elementos pertenecientes a la estructura mixta, evaluados para la cantidad de armadura especificada en las direcciones de análisis X e Y, junto a su detalle de armadura a flexo-compresión. Además se incorporan a estos diagramas, las combinaciones de carga estipuladas en la NCh433 Of.96 Mod.2009, demostrando que todos los puntos caen dentro de las curvas de diseño.

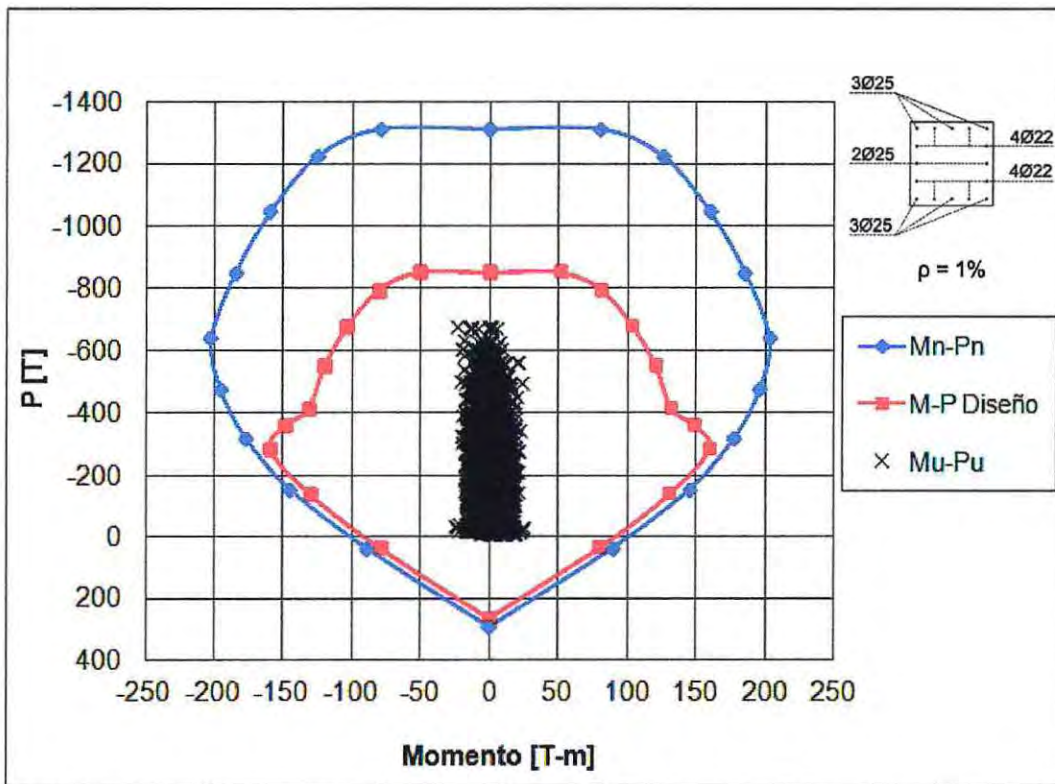


Figura 3.36: Diagrama de interacción columna $p=1\%$ estructura mixta, análisis dirección X.

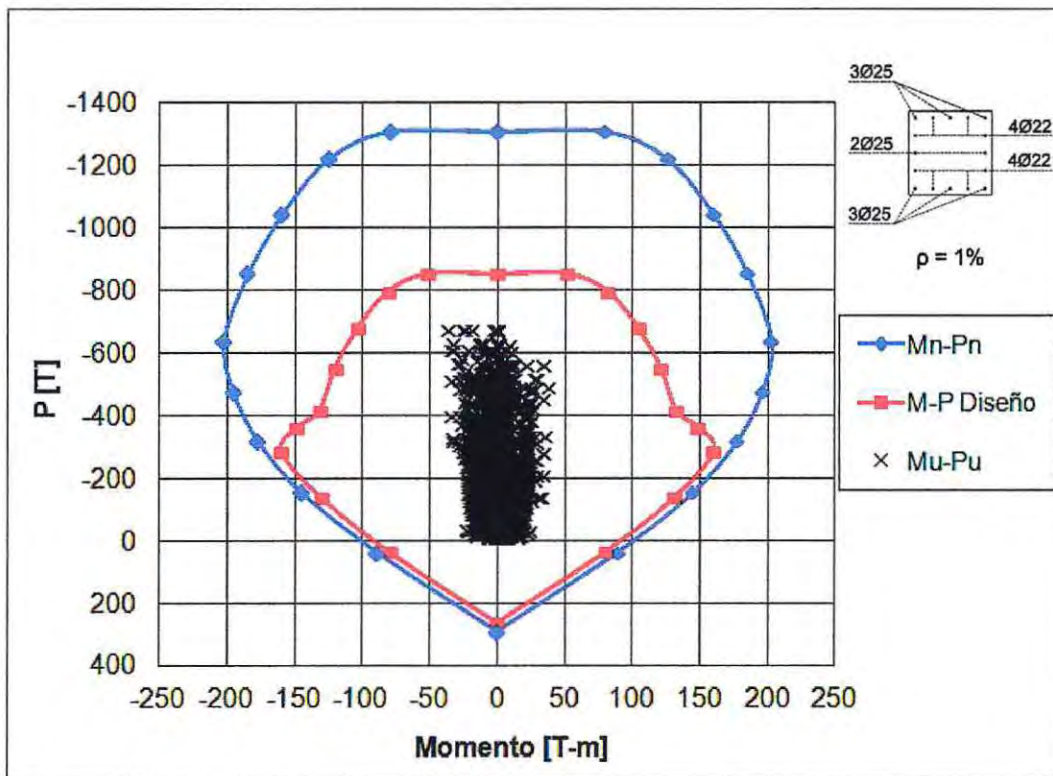


Figura 3.37: Diagrama de interacción columna $p=1\%$ estructura mixta, análisis dirección Y.

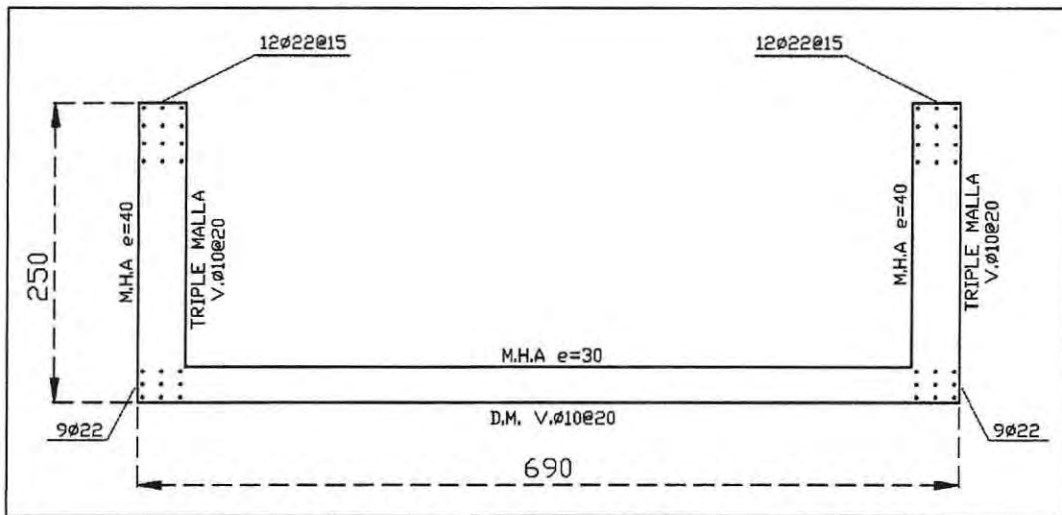


Figura 3.38: Armadura de flexo-compresión muro "C"

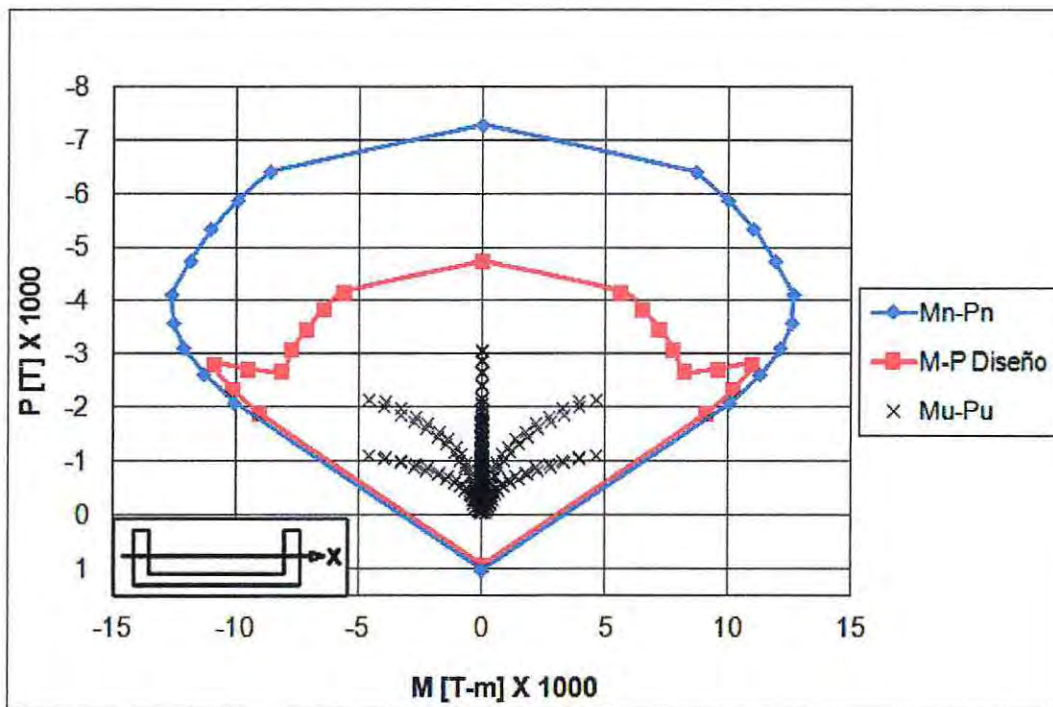


Figura 3.39: Diagrama de interacción muro "C" estructura mixta, análisis dirección X.

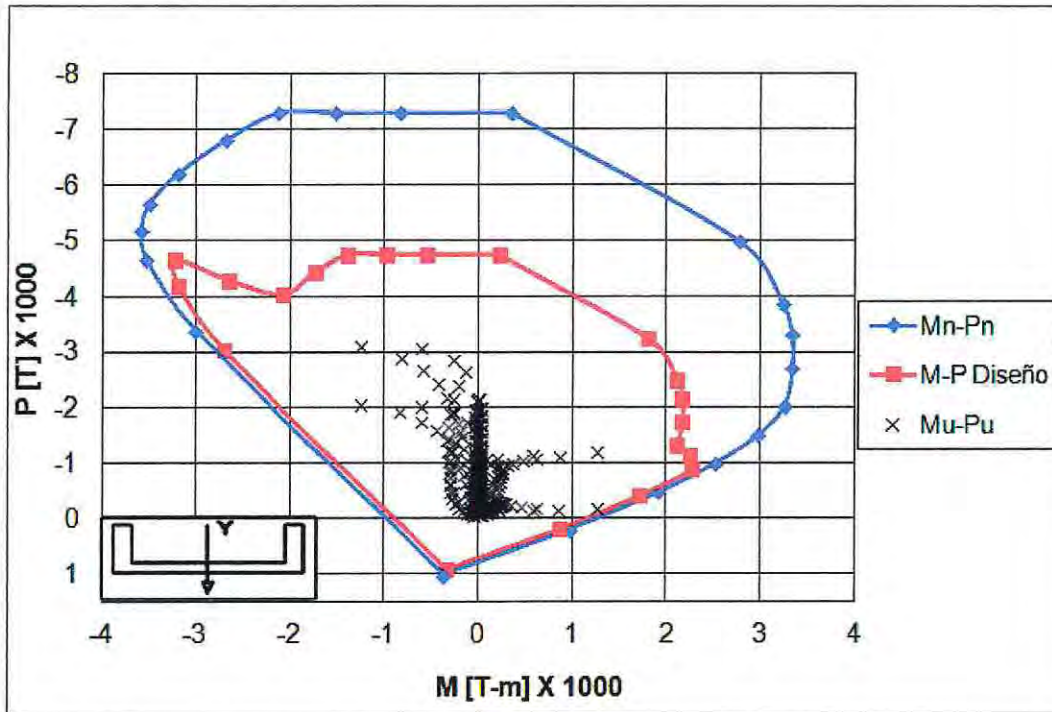


Figura 3.40: Diagrama de interacción muro "C" estructura mixta, análisis dirección Y.

Como es posible visualizar en los diagramas de interacción de diseño, la cuantía de acero (\$\rho\$) se determinó de manera de satisfacer eficientemente los requerimientos del código de diseño ACI 318-08, considerando que al aumentar la resistencia a flexión, aumentan las demandas de corte (diseño al corte por capacidad).

Es importante destacar que en un sistema de marcos especiales resistente a momentos, la armadura longitudinal debe permitir cumplir con el criterio de columna fuerte y viga débil, presente en la Ecuación 3.7, teniendo como propósito evitar la fluencia de las columnas que se consideren parte del sistema sismorresistente. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe la posibilidad de que incurrieren en el rango inelástico, generando un mecanismo de falla que puede conducir al colapso.

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb} \quad (3.7)$$

donde

ΣM_{nc} : Suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluadas en las caras del nudo.

ΣM_{nb} : Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que, en el nudo, se cumpla con el equilibrio de fuerzas, tomando en cuenta los momentos de vigas actuando en ambas direcciones del plano vertical del pórtico que se considera. Además, la resistencia a la flexión de la columna se debe calcular para las fuerzas axiales mayoradas, congruente con la dirección de análisis y que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

En las Tablas 3.7 y 3.8, se detalla el análisis realizado al mecanismo de los elementos del último piso, perteneciente a la estructura con marcos y estructura mixta, respectivamente; el caso anterior es el más desfavorable, debido a que este nudo está formado por dos vigas y sólo una columna. Además la resistencia de la columna es muy baja debido a la poca carga axial.

En la Figura 3.41 se detalla el sentido de análisis de lo anteriormente especificado.

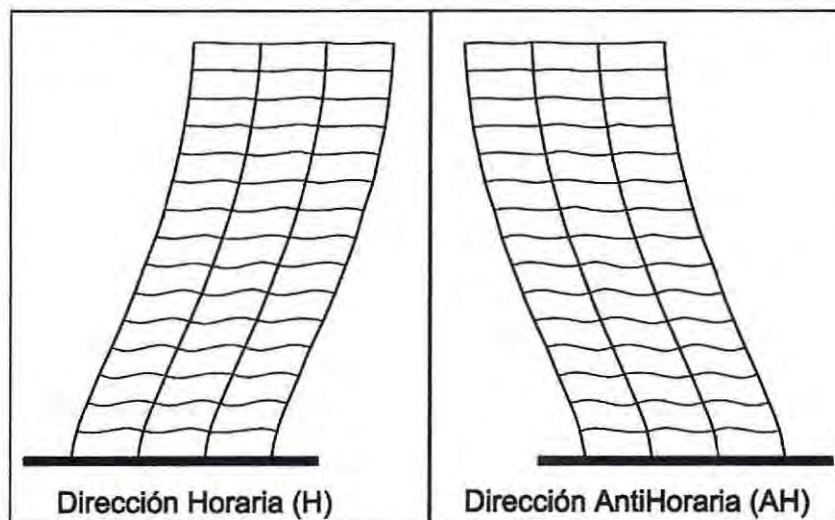


Figura 3.41: Sentido de análisis, Viga débil-Columna fuerte

Tabla 3.7: Verificación Viga débil – Columna fuerte, estructura con marcos.

Eje	Columna Tipo	ΣM_{nc}	Dirección de Análisis	ΣM_{nb}	$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$
1	017	106.15	H	47.56	2.23
			AH	69.65	1.52
	021	148.20	H	117.21	1.26
			AH	117.21	1.26
2	018	189.50	H	47.56	3.98
			AH	69.65	2.72
	022	235.70	H	117.21	2.01
			AH	117.21	2.01
A	017	106.20	H	47.56	2.23
			AH	69.65	1.52
	018	189.30	H	117.21	1.62
			AH	117.21	1.62
B	021	148.50	H	47.56	3.12
			AH	79.35	1.87
	022	235.69	H	117.21	2.01
			AH	117.21	2.01

Según lo analizado en la Tabla anterior, la suma de las capacidades nominales a flexión de las columnas que llegan a los nudos de los diferentes ejes analizados de la estructura con marcos, exceden por lo menos en un 20% a la suma de las capacidades nominales de las vigas que concurren al nudo; cumpliendo así con el criterio requerido.

Tabla 3.8: Verificación Viga débil – Columna fuerte, estructura mixta.

Eje	Columna Tipo	ΣM_{nc}	Dirección de Análisis	ΣM_{nb}	$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$
1	158	106.80	H	24.58	4.35
			AH	35.53	3.01
	162	107.00	H	60.11	1.78
			AH	60.11	1.78
2	159	108.50	H	24.58	4.41
			AH	35.53	3.05
A	158	106.50	H	24.58	4.33
			AH	46.91	2.27
	159	107.00	H	60.11	1.78
			AH	60.11	1.78
B	162	107.70	H	24.58	4.38
			AH	52.45	2.05

De igual forma a la estructura con marcos, la suma de las capacidades nominales a flexión de las columnas que llegan a los nudos de los ejes analizados de la estructura mixta, exceden por lo menos en un 20% a la suma

de las capacidades nominales de las vigas que concurren a los distintos nudos, cumpliendo con lo requerido.

3.3.2 Refuerzo transversal

- a) El refuerzo transversal que se considera en este tipo de elementos, debe suministrarse en una longitud l_0 , medida a partir de la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección, donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud l_0 no debe ser menor que la mayor de las siguientes condiciones:
- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
 - Un sexto de la luz libre del elemento.
 - 450 [mm]
- b) La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor entre:
- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
 - Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.
 - $s_0 = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right) \quad 10[cm] \leq s_0 \leq 15 [cm]$
- c) El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , se especifica en términos de la relación de volumen de dicho refuerzo al volumen del núcleo confinado, y no debe ser menor que las requeridas por las Ecuaciones 3.8 y 3.9.

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (3.8)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad (3.9)$$

donde

- s: Espaciamiento del refuerzo transversal.
- b_c : Dimensión de la sección transversal del núcleo de la columna, medida entre los bordes externos del refuerzo de confinamiento.
- A_{ch} : Área del alma de la sección de la columna, medida de exterior a exterior del refuerzo transversal.
- f_{yt} : Resistencia a la fluencia especificada del refuerzo transversal.

- d) Para zonas por fuera de l_0 , cuando no se proporcione el refuerzo transversal mínimo definido anteriormente, se deben considerar estribos cerrados de confinamiento, cuyo espaciamiento no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 [mm], a menos que se requiera mayor cantidad de refuerzo transversal.

3.4 Nudos en pórticos especiales resistentes a momento

Este ítem se aplica a todos los nudos viga-columna pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento, que forman parte del sistema de resistencia de una estructura ante fuerzas sísmicas.

Se debe considerar que las fuerzas en el refuerzo longitudinal de vigas en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25 f_y$.

Además, el refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse, en tracción, de acuerdo a lo especificado en el apartado 21.7.5 y en compresión de acuerdo con el capítulo 12, ambos del código ACI 318-08.

En los lugares en que el refuerzo longitudinal de una viga atraviese un nudo viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro.

3.4.1 Refuerzo transversal

Sin importar la magnitud de la fuerza cortante calculada, se deberá proporcionar armadura de confinamiento al nudo, la cual satisfaga las condiciones de los apartados 3.3.2(b) y 3.3.2(c) de este documento.

En el caso de que existan elementos que lleguen a los cuatro lados del nudo y que proporcionen confinamiento a la columna, esto es, que el ancho de cada elemento sea por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, se podrá reducir la armadura transversal de confinamiento por lo menos a la mitad de la cantidad requerida en 3.3.2(c), dentro de la altura h del elemento de menor altura que llegue al nudo, permitiéndose un espaciamiento de 150 [mm].

3.4.2 Resistencia al corte

El esfuerzo de corte horizontal en un nudo, V_u , se obtiene de la diferencia entre la fuerza de tracción del refuerzo flexural superior de la viga concurrente (T_t), y el corte horizontal promedio en la columna (V_{col}) de encima del nudo, lo cual se detalla en la Figura 3.42 y se calcula según lo especificado en la Ecuación 3.10

$$V_u = T_t + C_b - V_{col} \quad (3.10)$$
$$V_u = A'_s 1.25f_y + A_s 1.25f_y - V_{col}$$

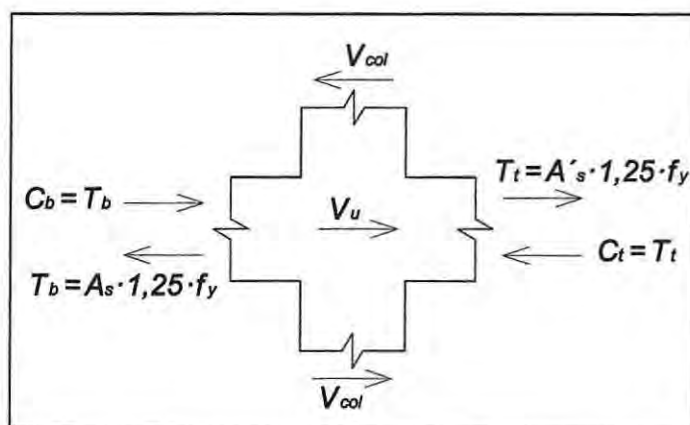


Figura 3.42: Fuerza cortante de diseño en nudos.

Para obtener un valor estimativo para el corte horizontal promedio en la columna (V_{col}), se puede considerar que las vigas de pisos contiguos se deforman de tal manera, que la formación de rótulas plásticas se genera en la unión con la columna; asumiendo que el sistema se encuentra en equilibrio y

que los momentos en los extremos de las vigas, resistidos por la columna tanto por encima como por debajo de la unión, son inversamente proporcionales a las longitudes de las columnas. Según esto, el corte horizontal promedio en la columna (V_{col}) se calcula según lo especificado en la Ecuación 3.11, lo cual se detalla en la Figura 3.43.

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{h} \quad (3.11)$$

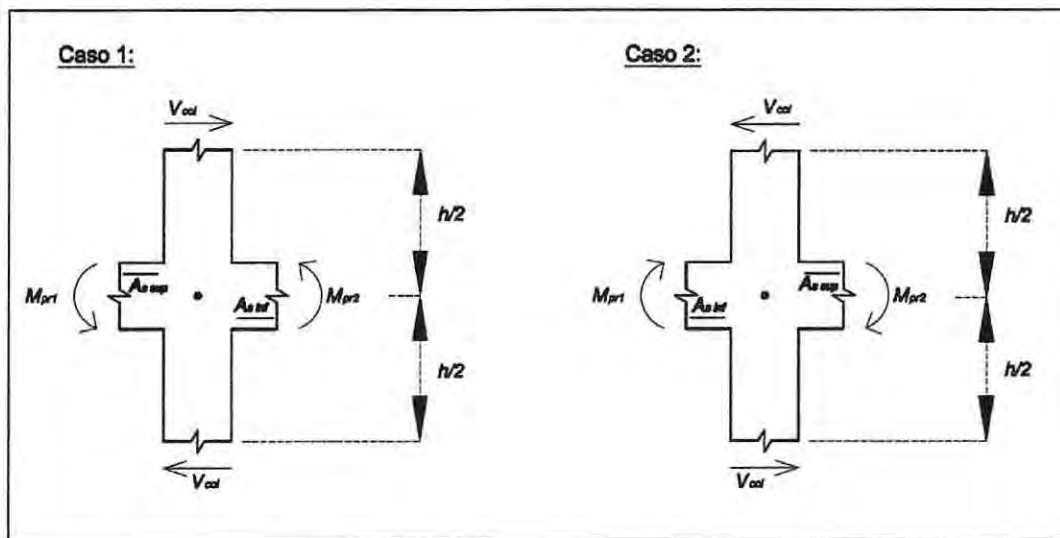


Figura 3.43: Sistema viga-columna.

En la Tablas 3.9 se y 3.10 se resumen los resultados del análisis realizado a los nudos de las diferentes estructuras, considerando que el corte nominal del nudo, V_n , no debe ser mayor que los valores expresados a continuación:

Para nudos confinados en las cuatro caras

$$5.3 \sqrt{f'_c} A_j$$

Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas

$$4 \sqrt{f'_c} A_j$$

Para otros casos

$$3.2 \sqrt{f'_c} A_j$$

Donde A_j corresponde al área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo; donde la profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna y el ancho efectivo es el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo no debe exceder el menor de:

- a) El ancho de la viga más la altura del nudo.
- b) Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de la viga al lado de la columna.

Es importante destacar que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo.

Tabla 3.9: Verificación de nudos, estructura con marcos.

Eje	Columna Tipo	T_t [T]	C_b [T]	V_{col} [T]	V_u [T]	ϕV_n [T]
1	017	159.66	-	39.41	120.24	242.86
	021	159.66	106.55	67.34	198.86	242.86
2	018	159.66	-	39.41	120.24	242.86
	022	159.66	106.55	67.34	198.86	242.86
A	017	159.66	-	39.41	120.24	242.86
	018	159.66	106.55	67.34	198.86	242.86
B	021	182.91	-	43.93	138.98	242.86
	022	159.66	106.55	67.34	198.86	242.86

Tabla 3.10: Verificación de nudos, estructura mixta.

Eje	Columna Tipo	T_t [T]	C_b [T]	V_{col} [T]	V_u [T]	ϕV_n [T]
1	158	79.83	-	21.54	58.29	242.86
	162	79.83	53.44	36.36	96.91	242.86
2	159	79.83	-	21.54	58.29	242.86
A	158	106.55	-	27.93	78.62	242.86
	159	79.83	53.44	36.36	96.91	242.86
B	162	119.74	-	30.93	88.81	242.86

Según los resultados de las tablas anteriores, todos los nudos analizados, pertenecientes a ambas estructuras, cumplen con la resistencia nominal al corte requerido, la cual se basa principalmente en la resistencia del hormigón.

Desde la Figura 3.44 a la 3.49 se detalla la armadura de corte y confinamiento de los elementos columna que componen los ejes resistentes de la estructura con marcos, considerando además sus posibles distribuciones y que todas las columnas a medida que aumenta el nivel de piso tienen la misma armadura transversal.

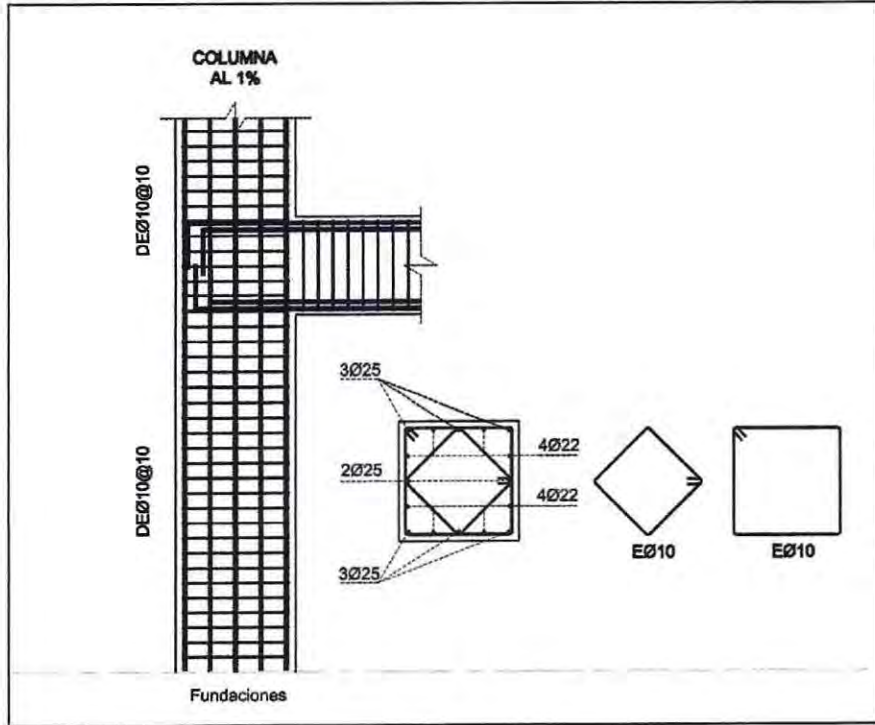


Figura 3.44: Columna de borde, cuantía $\rho = 1\%$.

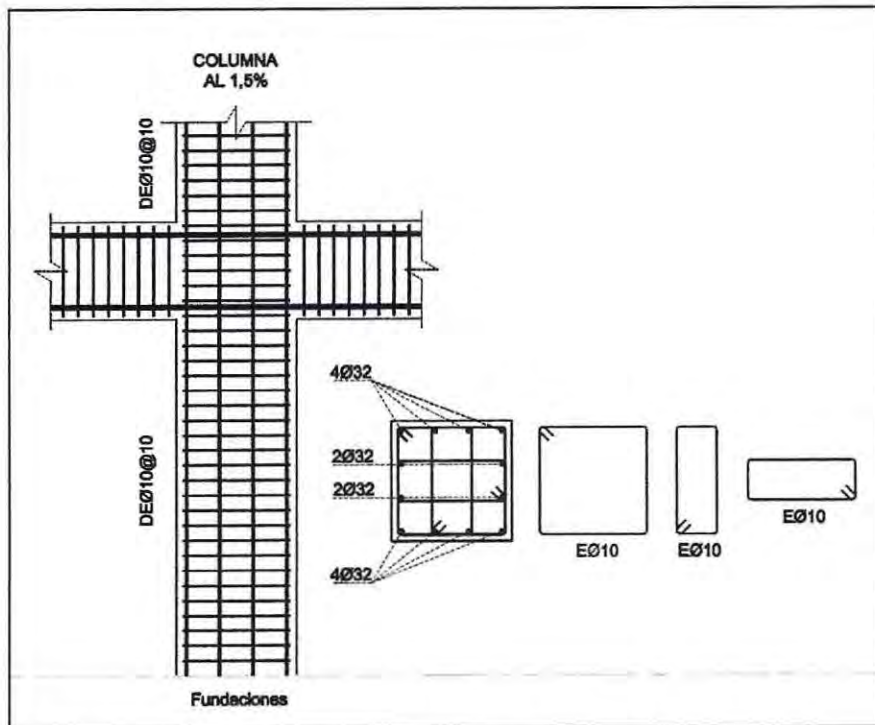


Figura 3.45: Columna interior, cuantía $\rho = 1.5\%$

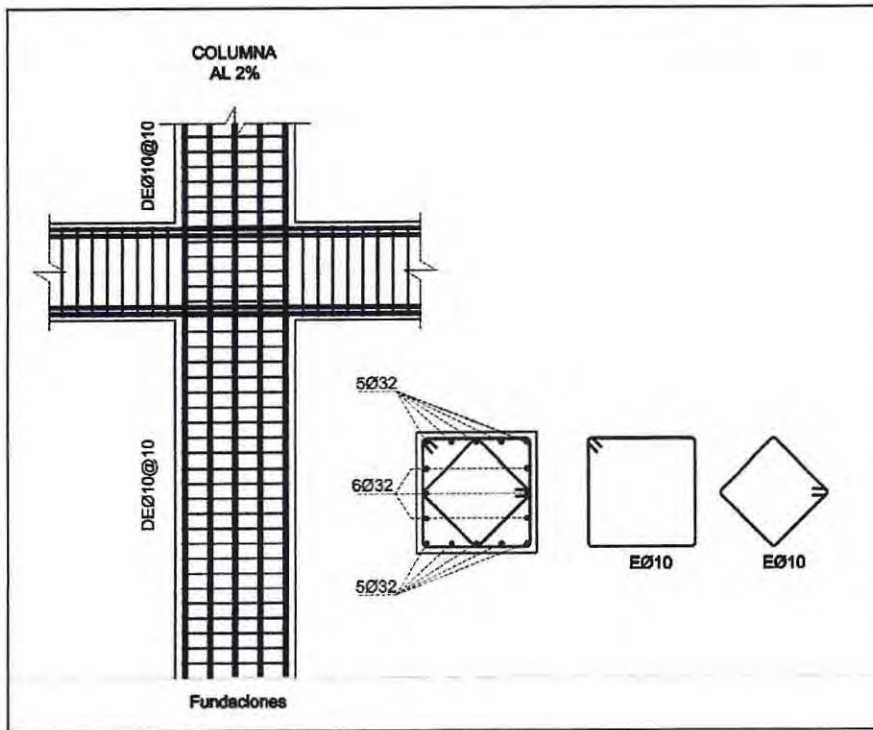


Figura 3.46: Columna interior, cuantía $\rho = 2\%$.

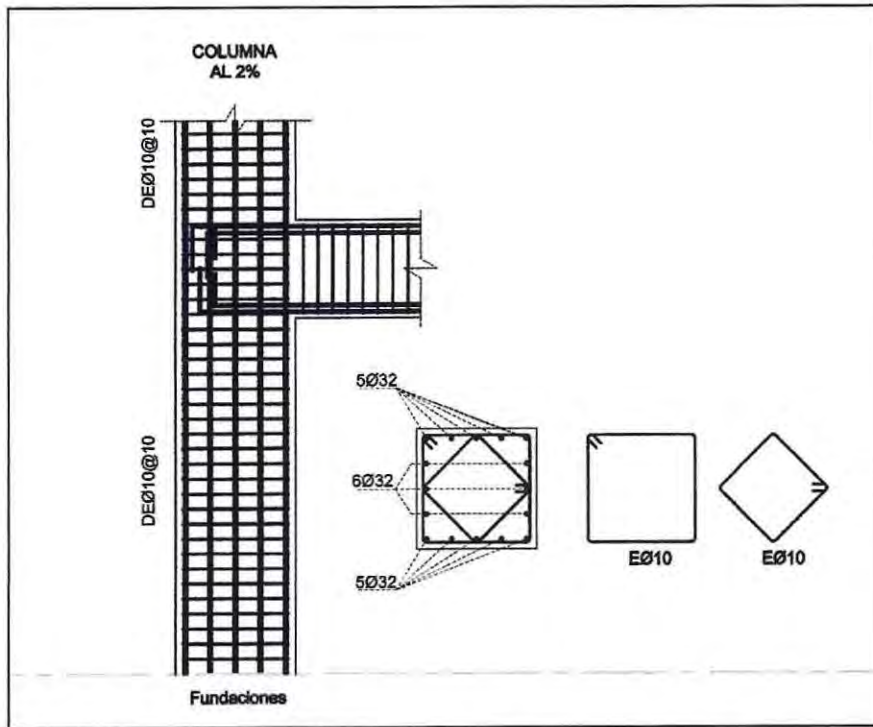


Figura 3.47: Columna de borde, cuantía $\rho = 2\%$

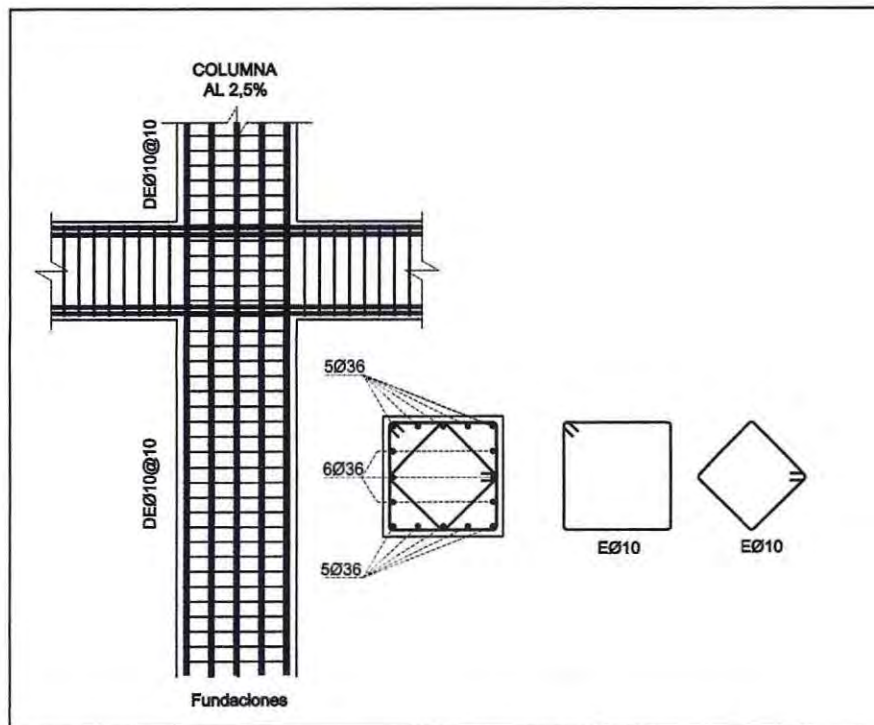


Figura 3.48: Columna interior, cuantía $\rho = 2.5\%$.

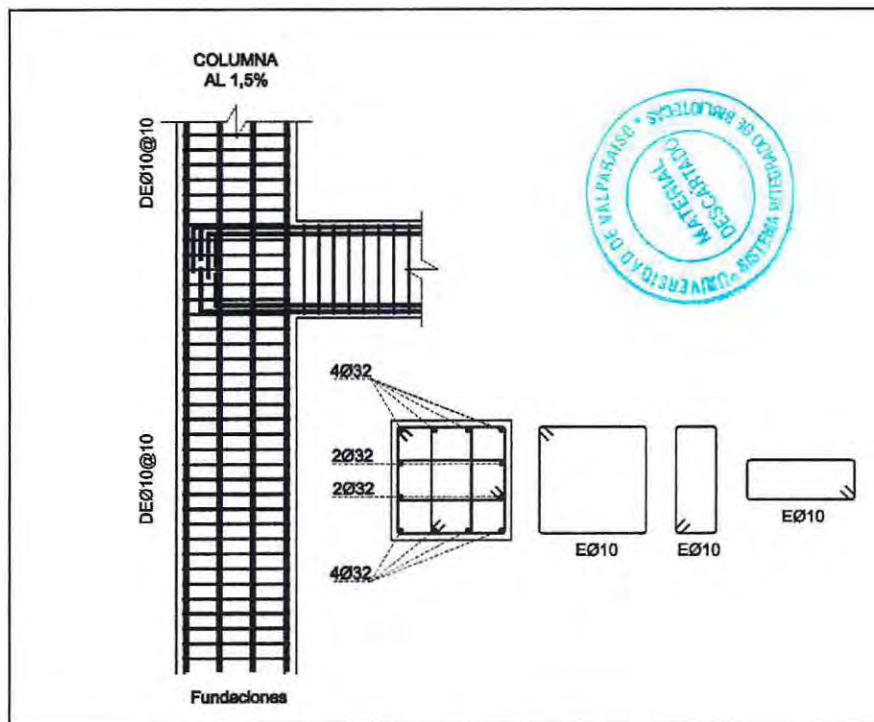


Figura 3.49: Columna de borde, cuantía $\rho = 1.5\%$

Análogamente, en las Figuras 3.50 y 3.51 se detalla la armadura de corte y confinamiento de los distintos elementos columna que componen los ejes resistentes de la estructura mixta, considerando además sus posibles distribuciones y que todas las columnas a medida que aumenta el nivel de piso tienen la misma armadura transversal.

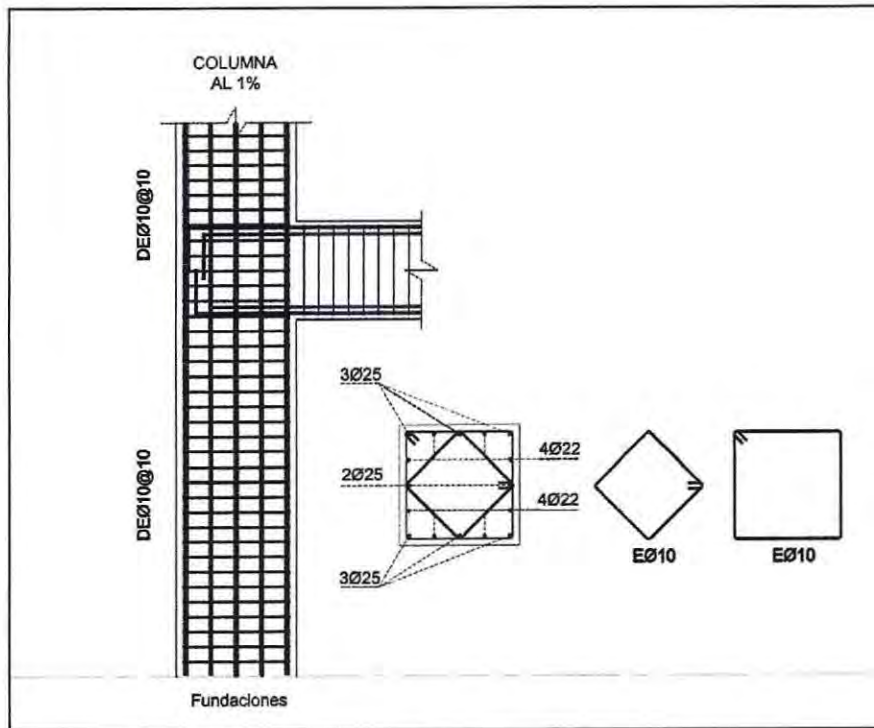


Figura 3.50: Columna de borde, cuantía $\rho = 1\%$

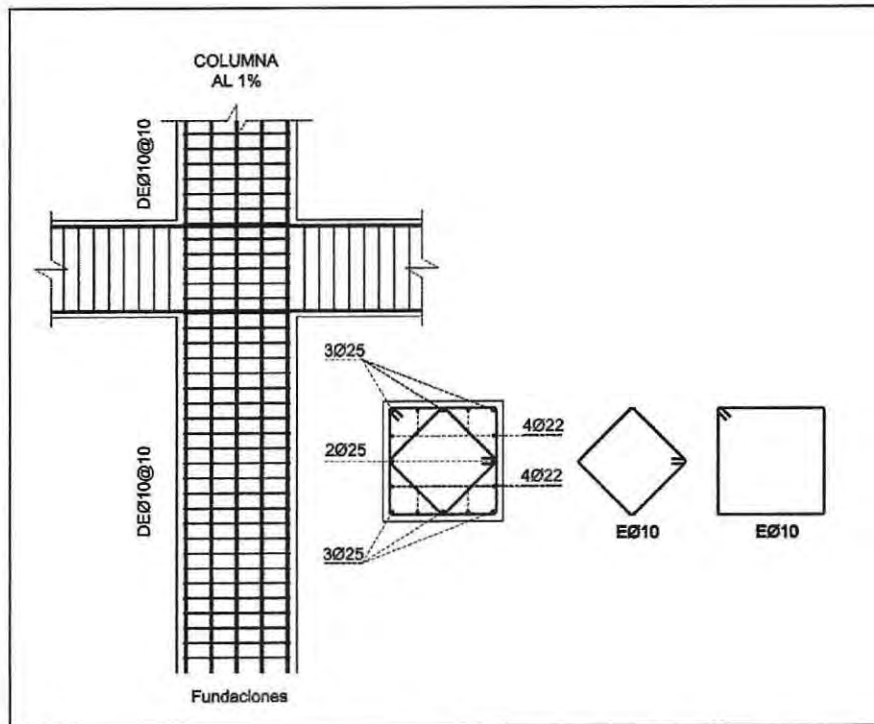


Figura 3.51: Columna interior, cuantía $\rho = 1\%$

3.5 Diseño de refuerzo cortante en muros

El código ACI 318-08 permite aplicar el método de diseño por capacidad al cálculo del corte sísmico en muros especiales, lo cual tiene por objetivo, conseguir un elemento extremadamente flexible a los desplazamientos impuestos por el sismo; lo que induce a evitar el colapso, a pesar de haber alcanzado su resistencia. Según esto, la resistencia requerida al corte se calcula según lo expresado en la Ecuación 3.12:

$$V_u = \omega \Omega_0 V_E \quad (3.12)$$

$$\omega = 0.9 + \frac{n}{10} \quad \text{si } n < 6$$
$$\omega = 1.3 + \frac{n}{30} \quad \text{si } 6 < n < 15$$
(3.13)

donde

- ω Factor de amplificación dinámica, según Ecuación 3.13.
- Ω_0 Factor de sobrerresistencia a flexión, cociente entre el momento nominal y el momento reducido (proveniente del espectro elástico reducido) del elemento en la sección crítica.
- V_E Corte reducido (proveniente del espectro elástico reducido) del elemento en la sección crítica.
- n Número de pisos a partir de la zona crítica (inclusive) de la estructura.

Los valores obtenidos para los factores del diseño del muro "C" se especifican en la Tabla 3.11, donde su dirección de análisis se muestra en la Figura 3.52

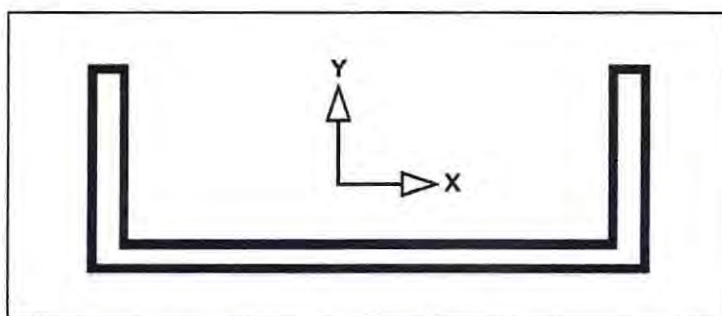


Figura 3.52: Dirección de análisis muro "C"

Tabla 3.11: Factores de diseño - Corte por capacidad muro "C".

Análisis X			
+ X		- X	
Mn =	8460	Mn =	-8460
Mred =	3299.645	Mred =	-3299.645
$\Omega_0 =$	2.564	$\Omega_0 =$	2.564
$\omega =$	1.8	$\omega =$	1.8

Análisis Y			
+ Y		- Y	
Mn =	3281	Mn =	-2252
Mred =	895.565	Mred =	-895.565
$\Omega_0 =$	3.664	$\Omega_0 =$	2.515
$\omega =$	1.8	$\omega =$	1.8

Los valores de los momentos nominales especificados, son obtenidos de los diagramas de interacción del elemento (direcciones X e Y), considerando las máximas cargas probables del sistema; las cuales corresponden a 1590 [T] en la dirección X y 2090 [T] en la dirección Y.

Como alternativa a la aplicación del diseño por capacidad, el Decreto Supremo N°118, permite diseñar los muros especiales con ϕV_n , no menor que el corte máximo obtenido de las combinaciones de cargas de diseño que incluyen la combinación de carga E, considerando E como 1.4 veces el corte prescrito por el reglamento general adoptado para diseño sísmico vigente.

Este factor de amplificación del corte, es adicional al factor de mayoración de cargas usado en las combinaciones de cargas.

Es importante destacar que los muros armados transversalmente deben cumplir con la cuantía mínima establecida en el capítulo 21 de la ACI 318-08, correspondiente a 0.25%; además en su punto 21.9.4.5, establece que para segmentos horizontales de muros, V_n posee una cota superior, que corresponde a $2.65\sqrt{f'_c}A_g$ [Kgf]. Esta condición pretende evitar la falla por compresión diagonal en la sección analizada.

En las Figuras 3.53 y 3.54 se muestran los diagramas de corte detallados anteriormente, tanto como para el diseño por capacidad, como para el diseño alternativo especificado en el Decreto Supremo N°118.

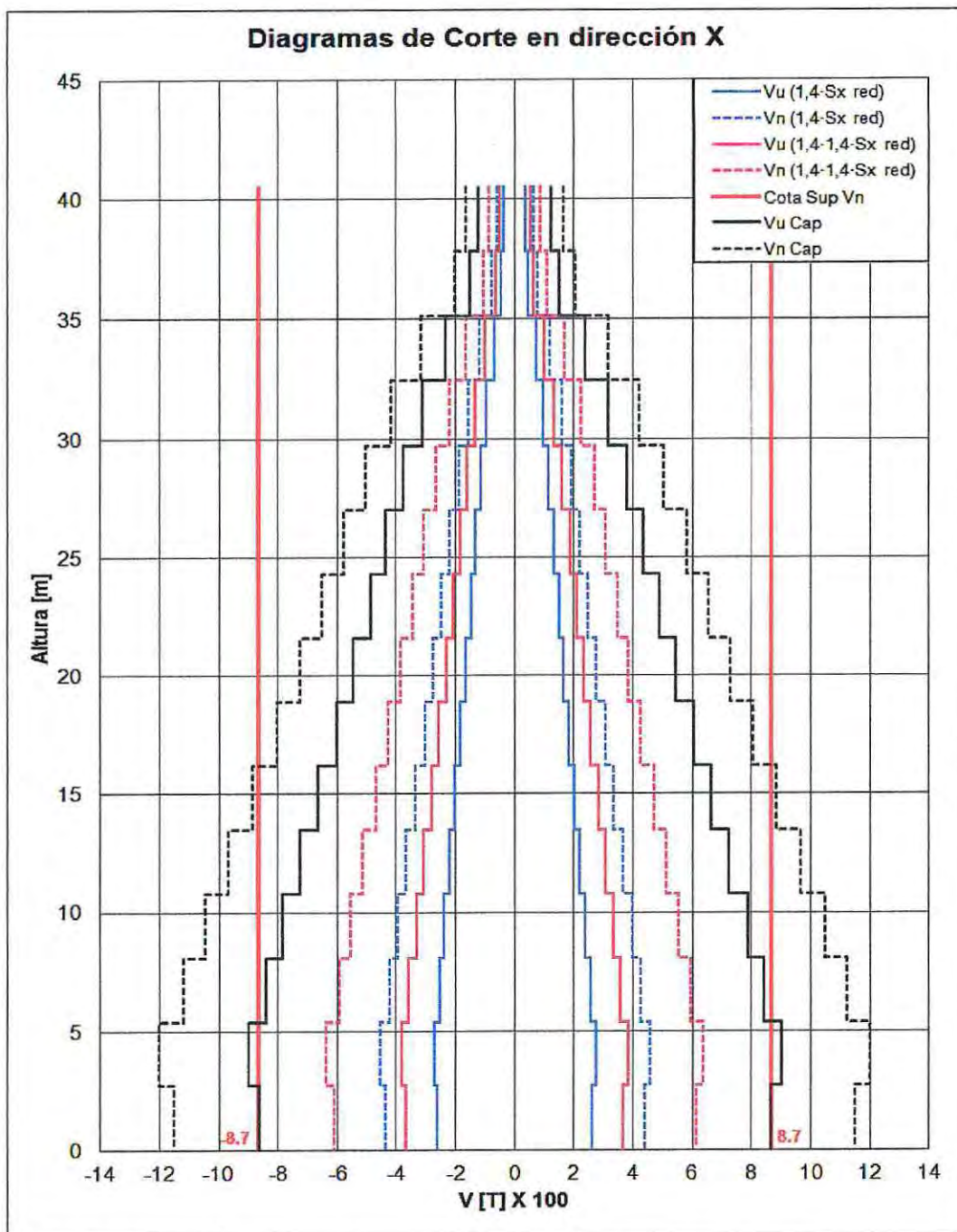


Figura 3.53: Diagramas de corte muro "C", análisis dirección X.

donde

$V_n(1.4 \cdot S_{x \text{ red}})$ = Corresponde al Corte máximo (V_u) obtenido de las combinaciones de cargas que incluyen E_x , dividido por el factor de reducción $\phi = 0.6$.

$V_n(1.4 \cdot 1.4 \cdot S_{x \text{ red}})$ = Corresponde al Corte máximo (V_u) obtenido de las combinaciones de cargas de diseño que incluyen E_x , considerando E_x como 1.4 veces el corte prescrito por el reglamento general adoptado para diseño sísmico vigente, dividido por $\phi = 0.6$.

$V_{n \text{ Cap}}$ = Corresponde al corte requerido (V_u) en dirección X, obtenido del diseño por capacidad, dividido por $\phi=0.75$

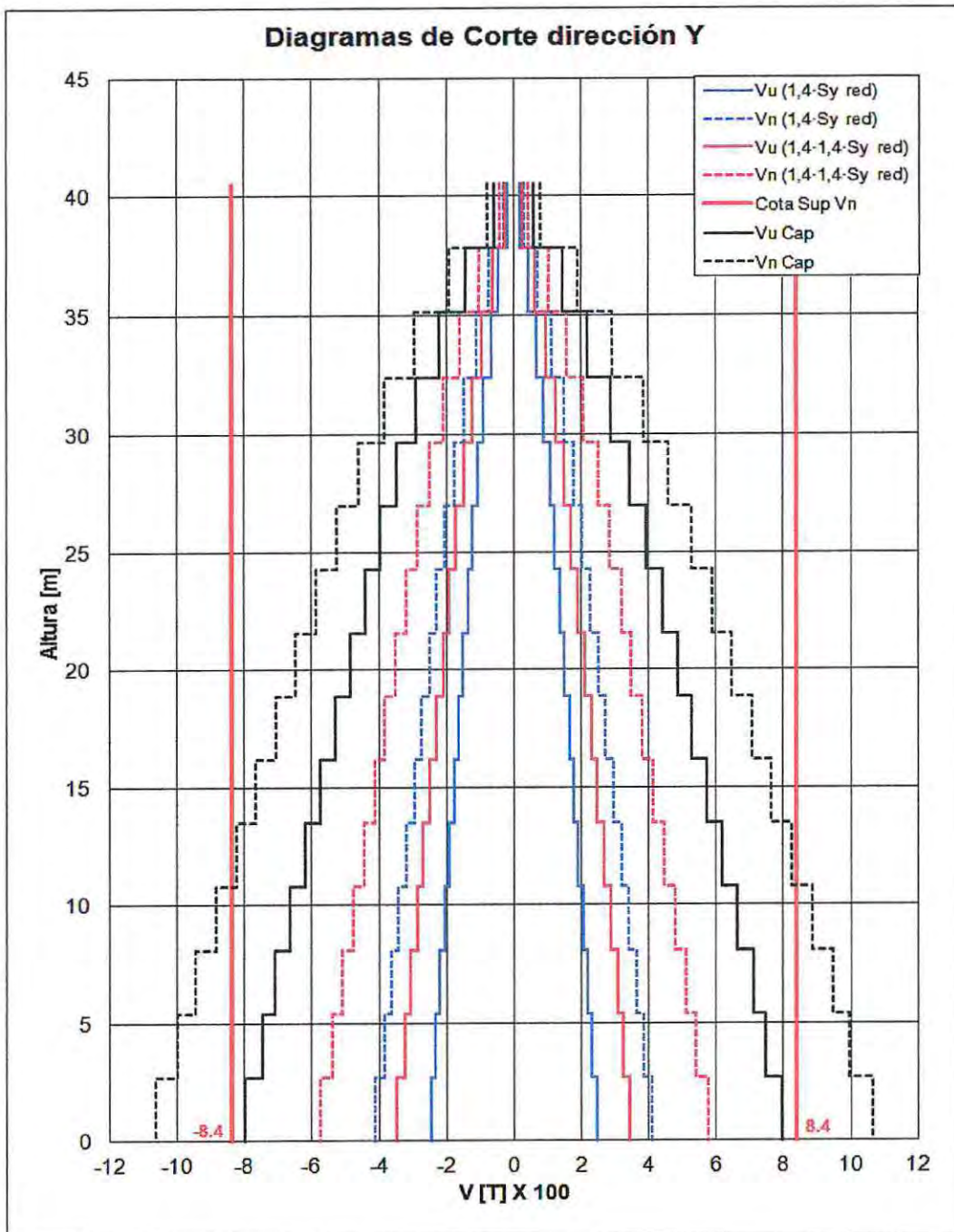


Figura 3.54: Diagramas de corte muro "C", análisis dirección Y.

donde

$V_n(1.4 \cdot S_{y \text{ red}})$ = Corresponde al Corte máximo (V_u) obtenido de las combinaciones de cargas que incluyen E_y , dividido por el factor de reducción $\emptyset = 0.6$.

$V_n(1.4 \cdot 1.4 \cdot S_{y \text{ red}})$ = Corresponde al Corte máximo (V_u) obtenido de las combinaciones de cargas de diseño que incluyen E_y , considerando E_y como 1.4 veces el corte prescrito por el reglamento general adoptado para diseño sísmico vigente, dividido por $\emptyset = 0.6$.

$V_{n \text{ cap}}$ = Corresponde al corte requerido (V_u) en dirección Y, obtenido del diseño por capacidad, dividido por $\emptyset=0.75$

En las Tablas 3.12 y 3.13 se muestran las armaduras de corte para el muro, requeridas debido a diseño por capacidad y a la alternativa especificada en el Decreto Supremo N°118; en donde la resistencia al corte nominal, según lo establecido en el artículo 21.9.4.1 del código ACI 318-08 no debe considerarse mayor que el valor obtenido de la Ecuación 3.14.

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y) \text{ [Kgf]} \quad (3.14)$$

donde

- A_{cv} Área bruta de la sección de hormigón limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de corte considerada [cm^2].
- α_c Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia nominal a corte del muro, donde si h_w/l_w es menor o igual que 1.5, α_c es 0.80; para h_w/l_w mayor o igual que 2, α_c es 0.53 y para h_w/l_w entre 1.5 y 2, la variación de α_c es lineal.
- f_c' Resistencia cilíndrica especificada del hormigón [Kgf/cm^2].
- ρ_t Cuantía de armadura transversal, distribuida sobre un plano perpendicular al plano de A_{cv} .
- f_y Resistencia a la fluencia especificada para la armadura de refuerzo [Kgf/cm^2].

Los factores de reducción de resistencia deben ser $\phi=0.75$, en el caso de aplicar diseño por capacidad y $\phi=0.6$ si se respeta la alternativa especificada en el Decreto Supremo N°118.

Tabla 3.12: Armadura de corte en X e Y, debido a Diseño por Capacidad.

Dirección X					
Piso	V_n [Kgf]	V_u [Kgf]	ρ_t	A_v [cm^2]	Malla
1 al 5	1200342	900256	0.01181	35.434	DMHØ16@10
6 al 10	966574	724931	0.00912	27.367	TMHØ12@10
11 al 15	579772	434829	0.00467	14.020	TMHØ10@15

Dirección Y					
Piso	V_n [Kgf]	V_u [Kgf]	ρ_t	A_v [cm^2]	Malla
1 al 5	1063923	797942	0.01067	42.682	TMHØ16@14
6 al 10	825115	618836	0.00783	31.310	TMHØ12@10
11 al 15	527284	395463	0.00428	17.128	TMHØ10@10

En la tabla anterior, se destacan los valores que no cumplen con el máximo establecido en el código de diseño ACI 318-08, para los cuales se debería considerar cambio de sección del muro.

Tabla 3.13: Armadura de corte en X e Y, según alternativa del Decreto Supremo N°118.

Dirección X					
Piso	V_n [Kgf]	V_u [Kgf]	ρ_t	A_v [cm ²]	Malla
1 al 5	637233	382340	0.00533	16.00	TMHØ10@15
6 al 10	513123	307874	0.00391	11.72	TMHØ10@20
11 al 15	307790	184674	0.00155	Min = 7.5	TMHØ8@20

Dirección Y					
Piso	V_n [Kgf]	V_u [Kgf]	ρ_t	A_v [cm ²]	Malla
1 al 5	575881	345529	0.00486	19.44	TMHØ12@15
6 al 10	446619	267971	0.00332	13.29	TMHØ10@15
11 al 15	285409	171245	0.00140	Min = 7.5	TMHØ8@20

3.6 Capacidad de deformación

Según lo detallado en el Decreto Supremo N° 118, la sección crítica de todo muro, con razón de aspecto H_t/l_w mayor o igual a 3, debe tener una capacidad de deformación, $\delta_{m\acute{a}x}$, mayor que la demanda de deformación, δ_u , la cual se determinó en el apartado 2.4.3 de este documento. Es importante destacar que esta verificación se debe hacer para la mayor carga axial P_u consistente con δ_u , la cual incluye cargas gravitacionales, efectos sísmicos y el aporte del corte de las vigas.

Se destaca que la deformación unitaria, ϵ_c , en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro deberá ser menor o igual que 0.008.

Para determinar la capacidad de deformación que una estructura puede admitir al considerar un desplazamiento máximo en su extremo superior, se puede tomar como referencia la capacidad de desplazamiento lateral de sus elementos (por ejemplo un muro en voladizo), realizando un análisis límite, y considerando un posible mecanismo de colapso al aplicar cargas laterales en los distintos pisos.

En la Ecuación 3.15, se presenta el método de cálculo para determinar el desplazamiento máximo $\delta_{m\acute{a}x}$ de un muro.

$$\delta_{max} = \phi_u l_p h_w \quad (3.15)$$

donde

δ_{max}	Capacidad máxima de desplazamiento de un muro en su extremo superior.
ϕ_u	Curvatura última
l_p	Longitud de la rótula plástica
h_w	Altura de un muro.

En la Figura 3.55 se muestra el mecanismo de colapso anteriormente mencionado, junto a la distribución de curvatura en altura (idealizada) y deformación.

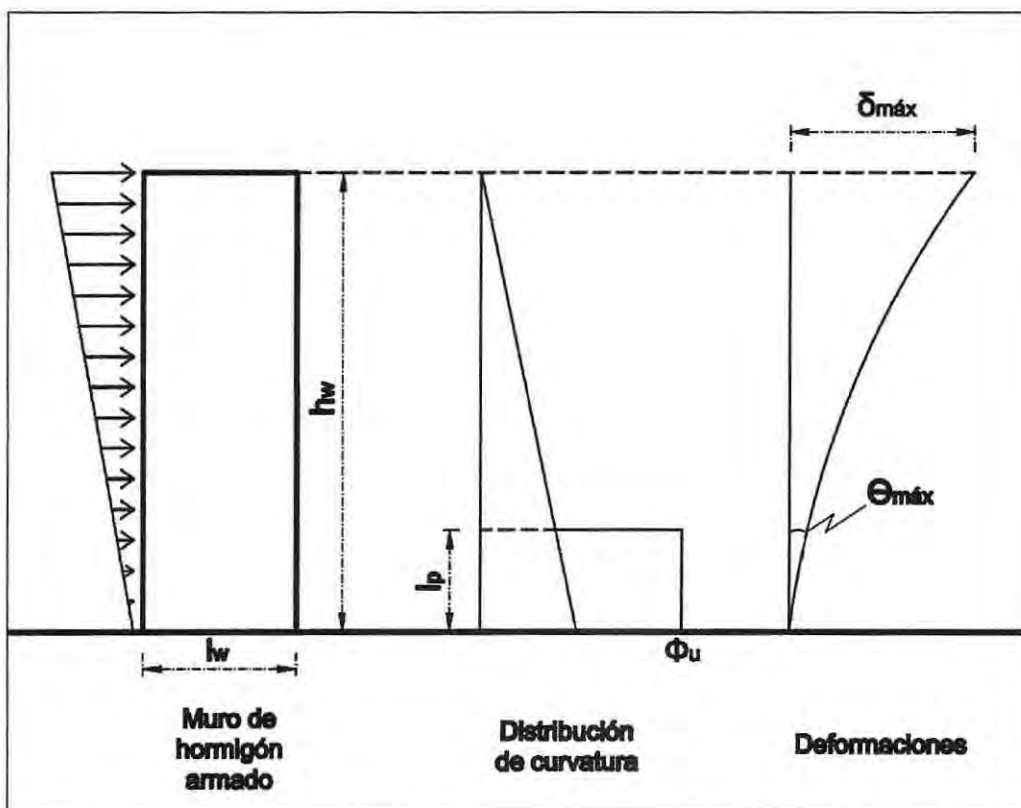


Figura 3.55: Capacidad de deformación de un muro.

Fuente: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings,
T. Paulay & M.J.N. Priestley.

En la Figura 3.56 y 3.57 se muestran los diagramas momento - curvatura monotónica del elemento muro que conforma el sistema resistente de la estructura mixta, a fin de conocer su comportamiento en las distintas direcciones de análisis, a medida que se incrementa la carga lateral considerada en el mecanismo de colapso.

Se destaca que el análisis realizado en la dirección Y del muro "C", se hizo considerando una carga axial promedio P_u , a fin de obtener un único diagrama momento-curvatura, representativo del muro, considerando que la carga axial es variable.

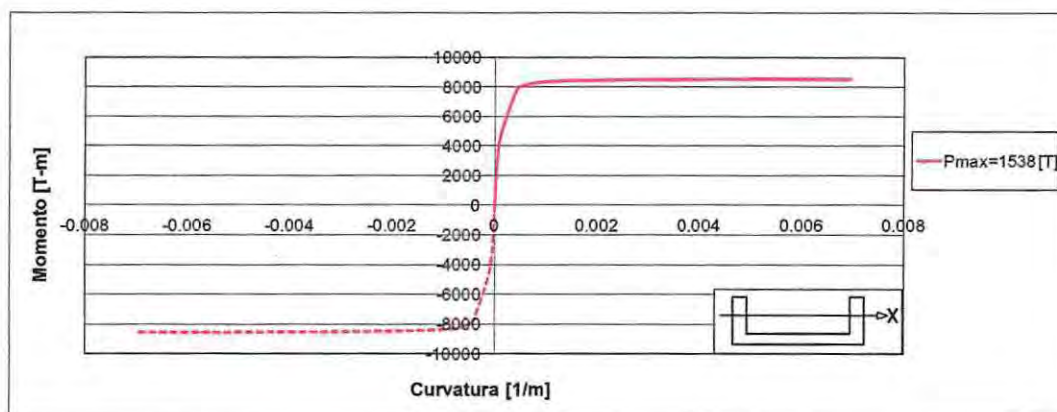


Figura 3.56: Diagrama de momento – curvatura, muro "C" dirección X

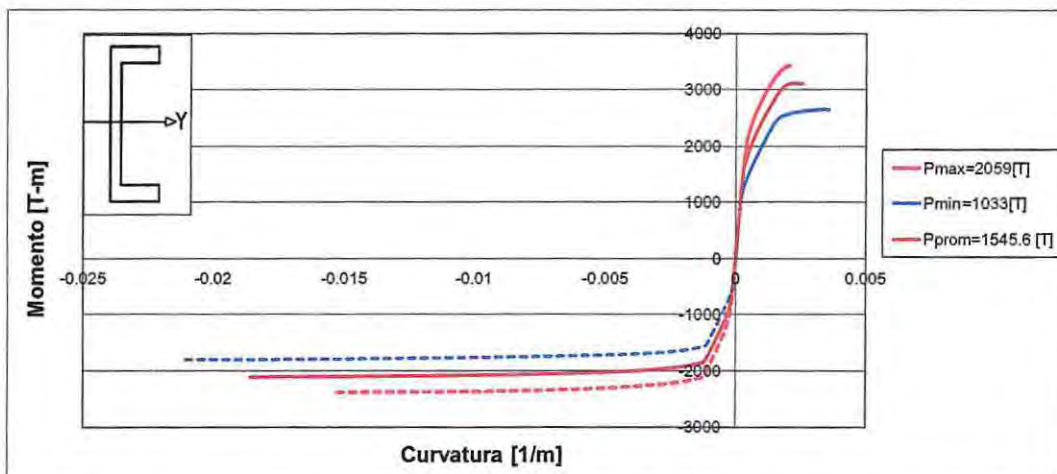


Figura 3.57: Diagrama de momento – curvatura, muro "C" dirección Y

En la Tabla 3.14 se detalla la capacidad de deformación del muro, analizado en sus dos direcciones, lo cual se obtuvo de los diagramas de momento-curvatura expuestos anteriormente; además se incluyen los valores de demanda, según lo determinado en el punto 2.4.3 de este documento.

Tabla 3.14: Capacidad y demanda de deformación, muro C

Dirección de Análisis	Sentido de flexión	ϕ_u	l_w [m]	l_p [m]	h_w [m]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	δ_u [cm]	Capacidad [% h_w]	Demanda [% h_w]
X		0.00695	6.9	3.45	40.5	97.15	21.14	2.40	0.522
Y	Alas Comprimidas	0.00254	2.5	1.25	40.5	12.85	27.29	0.32	0.674
Y	Alas Traccionadas	0.01860	2.5	1.25	40.5	94.16	27.29	2.33	0.674

Al analizar la tabla anterior, y debido a que la demanda de desplazamiento del muro es superior a lo que el muro es capaz de desarrollar cuando trabaja en dirección de análisis Y (alas comprimidas); es necesario confinar los elementos de borde comprimidos.

3.7 Elementos de borde

Según lo detallado en el Decreto Supremo N° 118, es necesario utilizar elementos especiales de borde en muros estructurales, cuando la mayor profundidad del eje neutro, c , calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento, asociada al desplazamiento de diseño δ_u , sea superior a un valor crítico, el cual se determina de acuerdo a la Ecuación 3.16.

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta'_u}{h'_w} \right)} \quad (3.16)$$

donde

- δ'_u Desplazamiento relativo de diseño entre el extremo superior de un muro o el desplazamiento a nivel de la sección analizada.
- l_w Longitud completa del muro o longitud del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante.
- h'_w Altura total del muro, medida desde la base hasta la parte superior, o altura del segmento de muro considerado.

Los elementos de borde deben extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión, hasta una distancia no menor que el valor de c_c determinado por la Ecuación 3.17.

$$\frac{c_c}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{l}{600 \left(\frac{\delta^r_u}{h'_w} \right)} \quad (3.17)$$

En secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 [mm] dentro del alma.

Según lo estipulado en el Decreto Supremo N° 118, el refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos especificados en 21.6.4.3 y 21.6.4.4 del código ACI 318-08, los cuales indican:

- a) La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor entre:
 - La mitad de la dimensión mínima del elemento de borde.
 - Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.
 - $s_0 = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3} \right)$
 $h_x = \text{Min}(20 \text{ [cm]}; 0.5 \cdot \text{espesor elemento de borde})$

- b) Debe proporcionarse refuerzo transversal, donde el área total del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares no debe ser menor que lo especificado en la Ecuación 3.18.

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad (3.18)$$

El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar f_y dentro del núcleo confinado del elemento de borde.

El espesor del elemento de borde deberá ser mayor o igual a 300 [mm] y el largo confinado deberá ser mayor o igual al espesor del muro en la zona confinada.

En la Tabla 3.15 se resumen los valores requeridos para determinar el eje neutro del muro analizado, junto al valor crítico de la línea neutra y el largo mínimo a confinar, medido desde la fibra extrema a compresión.

Tabla 3.15: Longitud de confinamiento, Muro C

Dirección de Análisis	Sentido de flexión	Capacidad de Curvatura (ϕ_u)	Demanda de Curvatura (ϕ)	c [cm]	h_w [cm]	l_w [cm]	δ_u [cm]	c_{crt} [cm]	Largo min a confinar c_c [cm]	c_c / l_w
X	Ala Comprimida	0.00695	0.00151	41.21	4050	690	21.14	220.32	-	-
Y	Alas Comprimidas	0.00254	0.00539	114.30	4050	250	27.29	61.84	52.46	20.98%
Y	Alas Traccionadas	0.01860	0.00539	16.16	4050	250	27.29	61.84	-	-

Según lo anterior, las alas del muro "C", analizadas en la dirección Y, deberán confinarse como mínimo 52.46 [cm], lo que corresponde a un 20.98% de la longitud total del ala comprimida. Se destaca que la dirección que requiere confinamiento, corresponde a la menos dúctil, lo cual se puede observar en los diagramas momento-curvatura expuestos anteriormente.

En la Figura 3.58 se detallan los elementos de confinamiento para las alas comprimidas del muro "C", según lo analizado anteriormente.

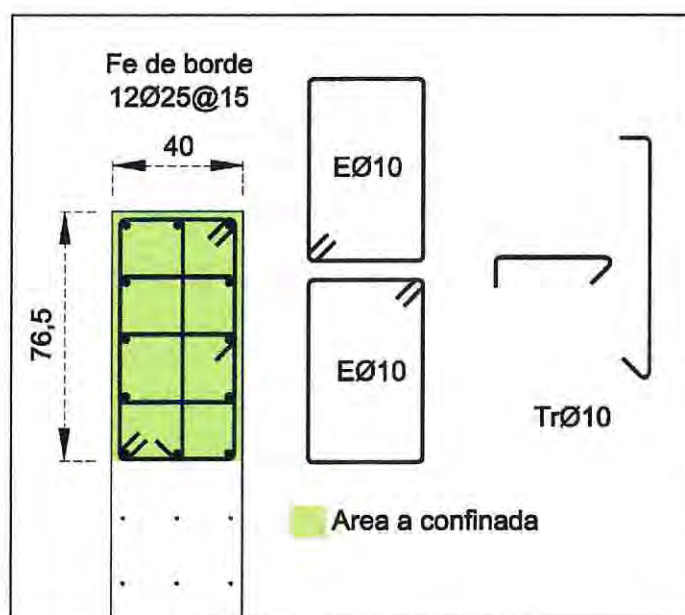


Figura 3.58: Elementos de confinamiento, alas comprimidas muro "C"

Es importante destacar que la máxima deformación unitaria por compresión del hormigón (ϵ_{cu}), obtenida para la demanda de curvatura que impone el sismo en la dirección analizada (ver tabla 3.15), corresponde a 0.00616; lo cual da cumplimiento a lo establecido en el código ACI 318-08, donde se detalla que el máximo debe ser 0.008.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS NO-LINEAL

La relación esfuerzo – deformación considerada en este estudio, tanto para el hormigón como para el acero, corresponde a modelos idealizados, propuestos por distintos investigadores, en donde se incluyen las principales características de comportamiento de estos materiales.

4.1 Modelo esfuerzo - deformación del hormigón no confinado

La relación esfuerzo-deformación del hormigón considerada, es el modelo propuesto por Hognestad (1952), quien estudió el comportamiento del hormigón no confinado de muestras sometidas a cargas concéntricas y excéntricas. En este modelo, se considera que el hormigón en tracción no tiene aporte a la resistencia del elemento, pues se asume que su resistencia a la tracción es muy baja comparada con su resistencia a la compresión.

En la Figura 4.1 se puede apreciar que existen dos zonas en el modelo: una ascendente de forma parabólica y otra descendente de forma recta, las cuales se definen con las expresiones expuestas en las Ecuaciones 4.1 y 4.2.

$$f_c = f_c' \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{Para } 0 < \varepsilon < \varepsilon_0 \quad (4.1)$$

$$f_c = f_c' - 0.15 f_c' \left[\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right] \quad \text{Para } \varepsilon_0 < \varepsilon < \varepsilon_u \quad (4.2)$$

Donde f_c es la resistencia a compresión del hormigón en probetas cilíndricas con deformación unitaria ε ; f_c' y ε_0 son la resistencia máxima a compresión del hormigón en probetas cilíndricas y su correspondiente deformación unitaria; ε_u es la deformación última del hormigón en compresión.

En este modelo, se considera un valor de $0,85 \cdot f_c'$ para la resistencia última de los elementos de hormigón sometidos a flexión y compresión.

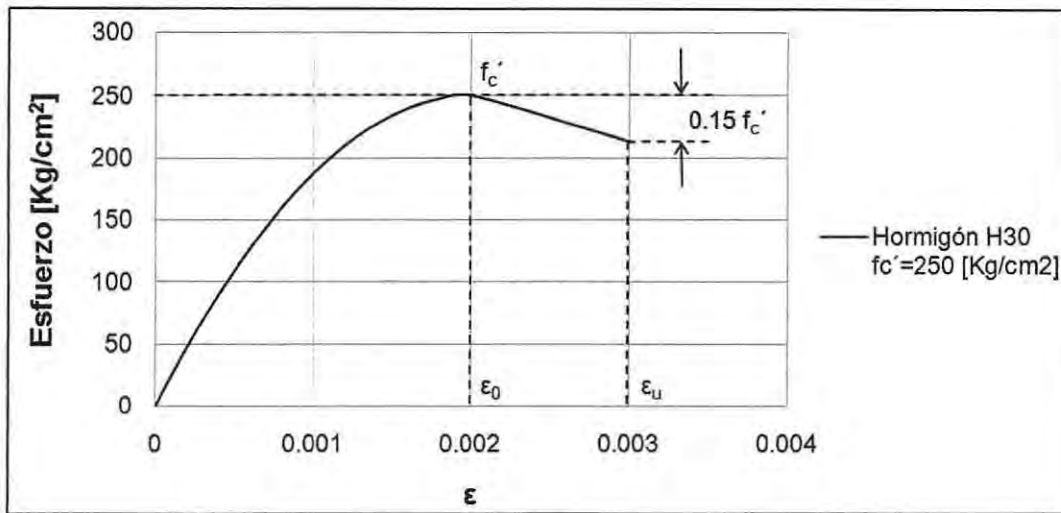


Figura 4.1: Modelo esfuerzo - deformación del hormigón H30

4.2 Modelo esfuerzo – deformación del acero estructural

La curva tensión – deformación del acero para barras de refuerzo estructural consta de varias zonas bien definidas, las que se describen a continuación y se detallan en la Figura 4.2.

a) Zona elástica

En este rango se cumple la ley de Hooke, esto es, tensiones y deformaciones unitarias son directamente proporcionales, y las deformaciones son recuperables, es decir, desaparecen una vez removida la carga.

b) Zona de fluencia

Una vez alcanzado el límite elástico o punto nominal de fluencia, caracterizado por la tensión de fluencia f_y y la deformación unitaria de fluencia ϵ_y , la probeta no es capaz de tomar más carga y se deforma plásticamente bajo tensión constante f_y . Dado que el módulo de elasticidad de los aceros estructurales es aproximadamente constante, el valor de ϵ_y depende de f_y , es decir, de la calidad del material. La elongación absoluta de la probeta finalmente se detiene para una deformación unitaria ϵ_{sh} de entre 1% y 2%, típicamente igual a 10 a 20 veces ϵ_y .

c) Zona de endurecimiento

Al detenerse la deformación bajo carga constante, es necesario aumentar la carga para aumentar la deformación, o sea, el acero se pone más rígido

después de haber fluido plásticamente; de ahí el nombre de zona de endurecimiento de este rango del comportamiento.

En todo caso, la barra no alcanza jamás la rigidez inicial. A medida que aumenta la carga la deformación progresa hasta llegar a la resistencia máxima de tracción f_{su} con deformación unitaria ϵ_{su} .

d) *Zona descendiente*

En este último tramo el material se va poniendo menos tenso hasta el momento de la fractura, el cual llega con una deformación unitaria aproximadamente de 0,25.

Es importante destacar que el modelo esfuerzo deformación considerado para el diseño de los elementos, corresponde a un modelo bilineal, el cual fue detallado en el capítulo 3.3 anterior y se incluye en la figura 4.2.

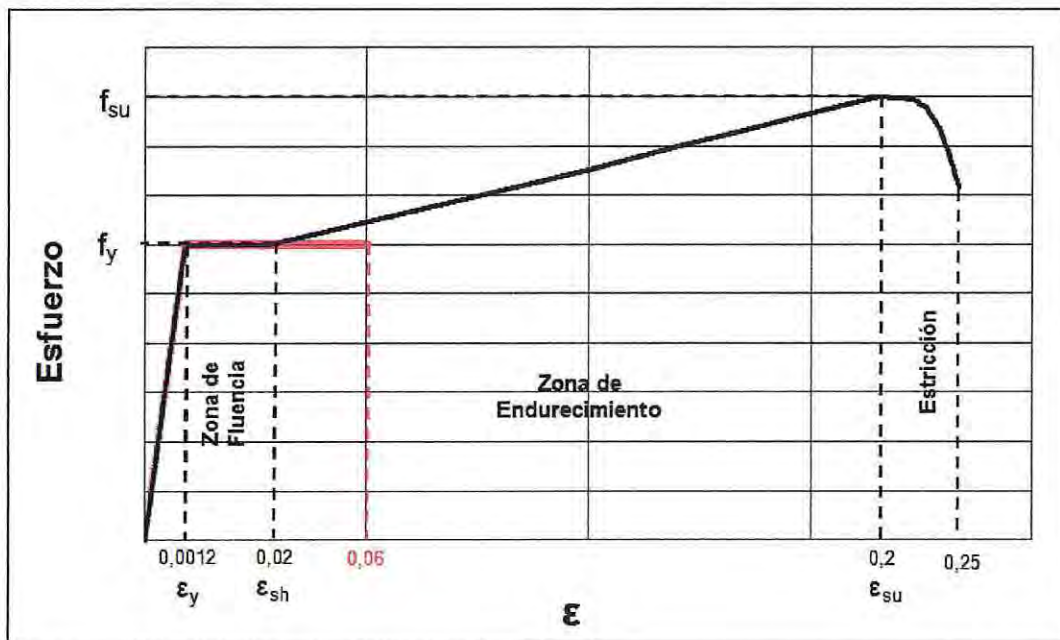


Figura 4.2: Modelo típico esfuerzo - deformación acero estructural.

4.3 Análisis Seccional

Con el propósito de conocer las propiedades reales a flexión en las secciones críticas de los elementos analizados de las diferentes estructuras estudiadas, se determinaron los diagramas momento – curvatura utilizando el programa SAP2000, versión 14 [CSI, 2010].

En el caso de las columnas de borde de las diferentes estructuras y el muro "C", dirección Y, se generaron dos estados de carga límites, los cuales son originados por el aporte a la carga axial de los cortes en vigas que concurren a estos elementos, desarrollando diferentes diagramas momentos – curvatura, según la dirección de la carga. Con el fin de obtener un gráfico representativo se considera un promedio de la carga axial solicitante, lo cual se detalla para el caso del Muro C, dirección Y, en la Figura 4.3.

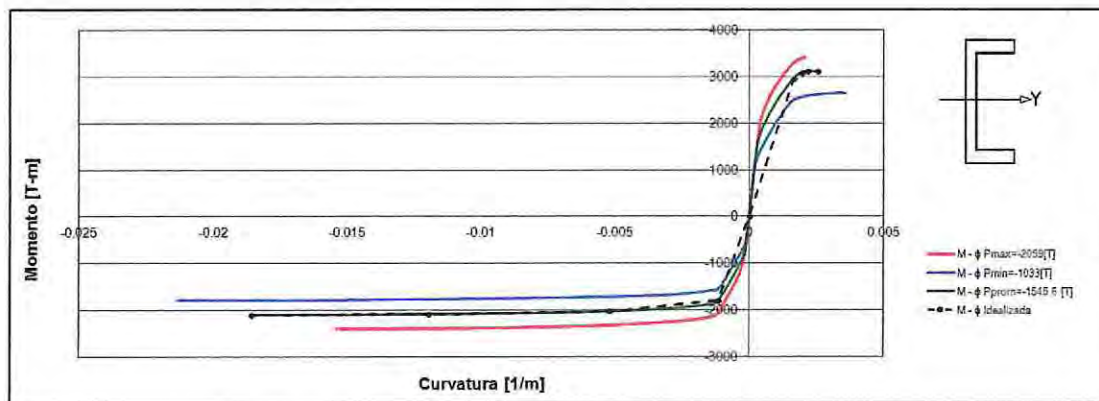


Figura 4.3: Análisis seccional Muro C, Dirección Y.

4.4 Análisis Tiempo Historia

Con la finalidad de evaluar el comportamiento de las diferentes estructuras analizadas frente a un sismo de gran magnitud, se realizó un análisis Tiempo Historia, utilizando el programa SAP2000 versión 14 [CSI, 2010], considerando los registros de aceleraciones correspondientes al terremoto del 3 de Marzo de 1985 en Chile, estación Viña del Mar, componente S20W y estación Lolleo, componente N10E, los cuales se adjuntan en las Figuras 4.4 y 4.5 respectivamente.

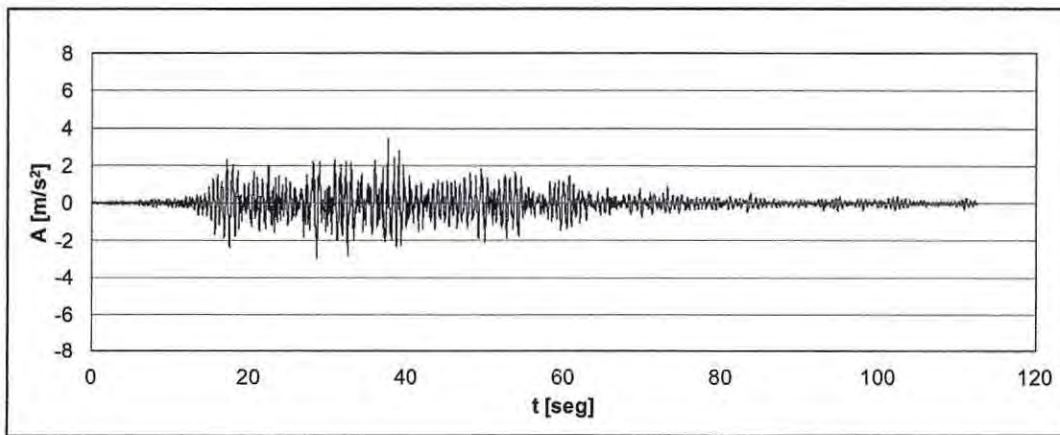


Figura 4.4: Registro Terremoto 1985 Chile - Viña del Mar, componente S20W

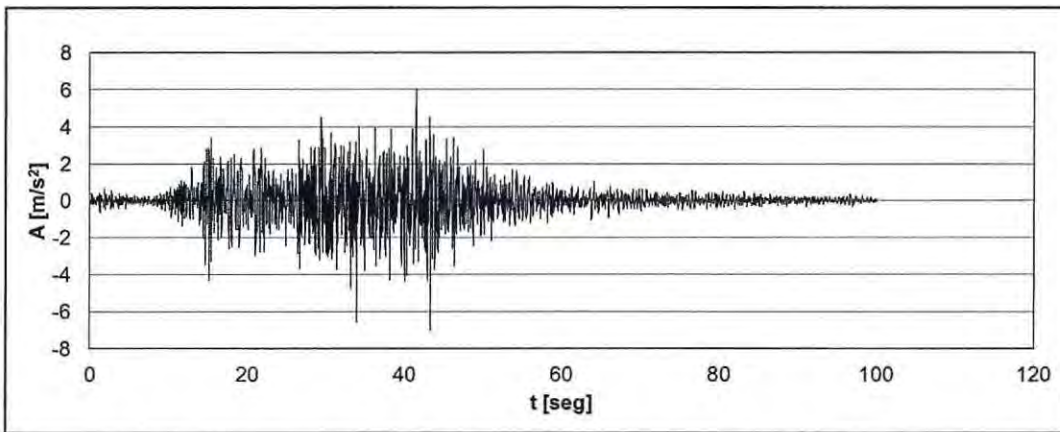


Figura 4.5: Registro Terremoto 1985 Chile - Lolleo, componente N10E

El criterio de selección de los registros mencionado anteriormente se debe principalmente a que son consistentes con el espectro de diseño utilizado, y que además poseen una diferencia considerable en sus aceleraciones máximas y contenido de frecuencia.

A fin de reducir los tiempos de análisis computacionales, se optó por disminuir la duración de los registros sólo a los 40 [seg] más fuertes, zona en donde se encuentran las máximas aceleraciones.

4.5 Desplazamientos

En las Figuras 4.6 y 4.7 se presentan respectivamente las envolventes de los desplazamientos laterales absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso para los ejes 1 y 2 de las estructuras analizadas, las cuales, son producto del registro de aceleraciones correspondientes al sismo de Viña del Mar, componente S20W.

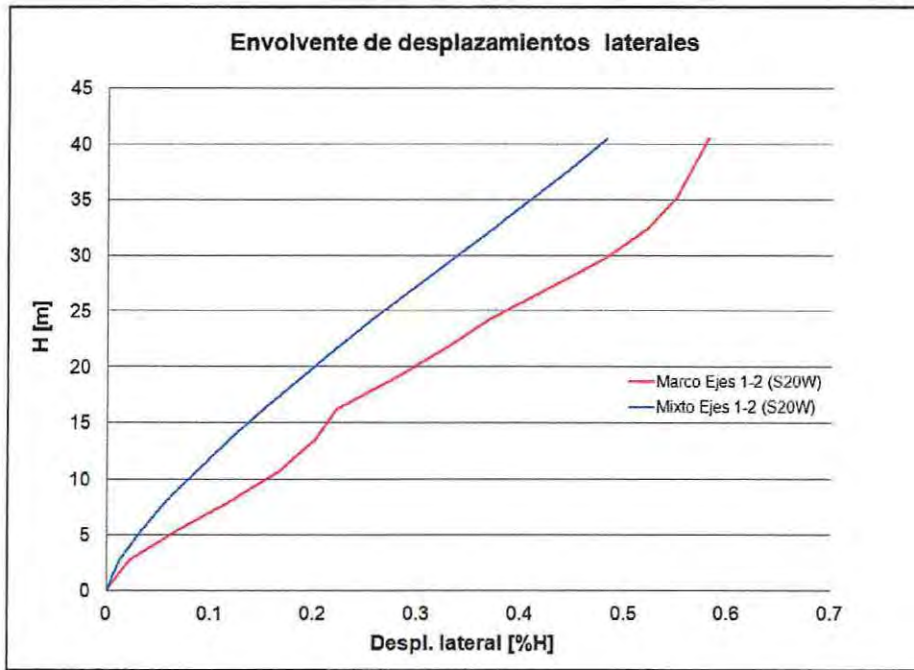


Figura 4.6: Envoltura de desplazamientos laterales, Ejes 1-2, Registro Viña del Mar (S20W)

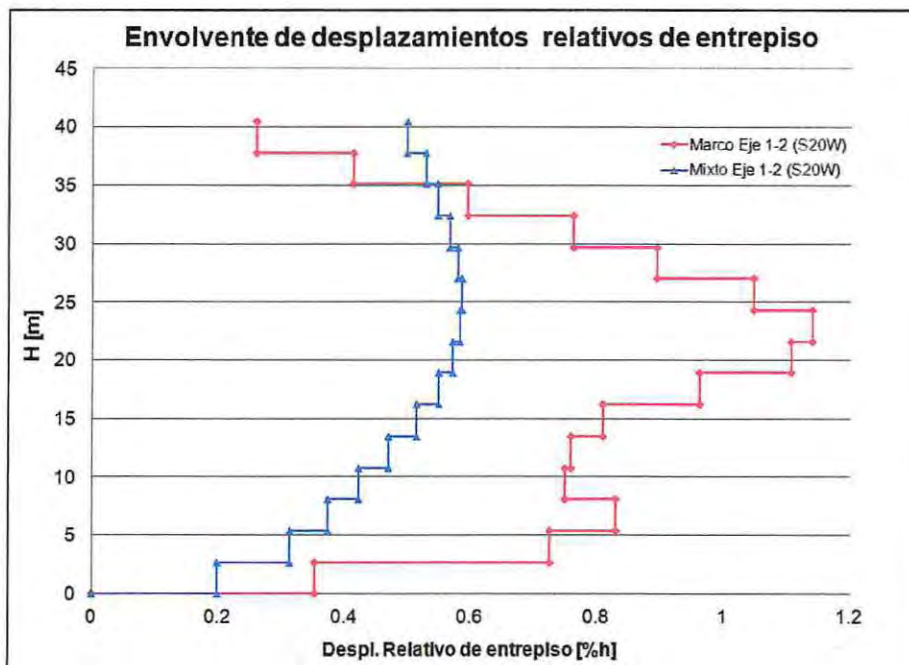


Figura 4.7: Envoltura de desplazamientos relativos de entrepiso, Ejes 1-2, Registro Viña del Mar (S20W)

Análogamente, en las Figuras 4.8 y 4.9 se presentan respectivamente las envolventes de los desplazamientos laterales absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso para los ejes 1 y 2 de las estructuras analizadas, las cuales, son producto del registro de aceleraciones correspondientes al sismo de Lollole, componente N10E.

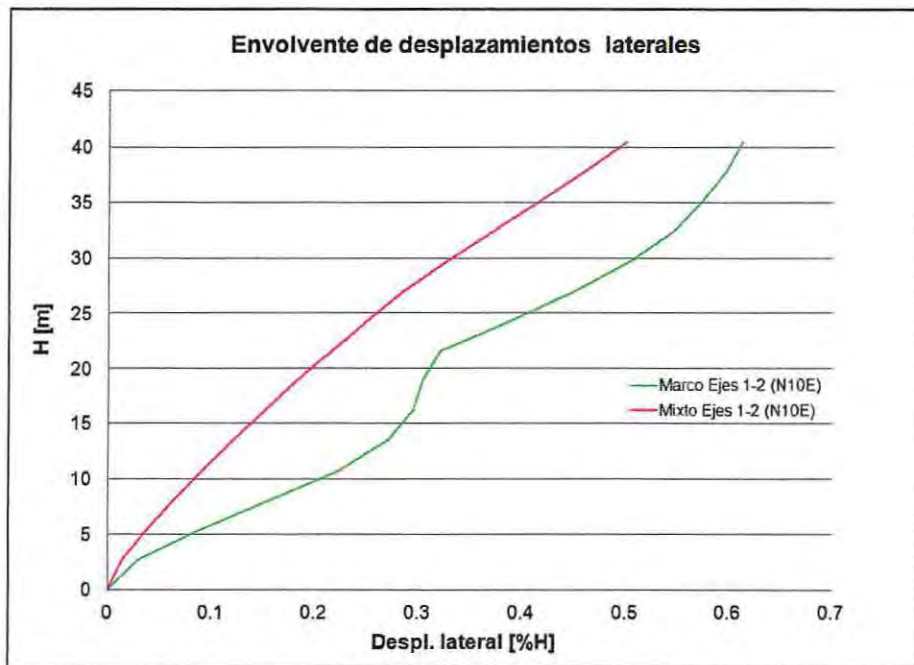


Figura 4.8: Envolvente de desplazamientos laterales, Ejes 1-2, Registro Lollole (N10E).

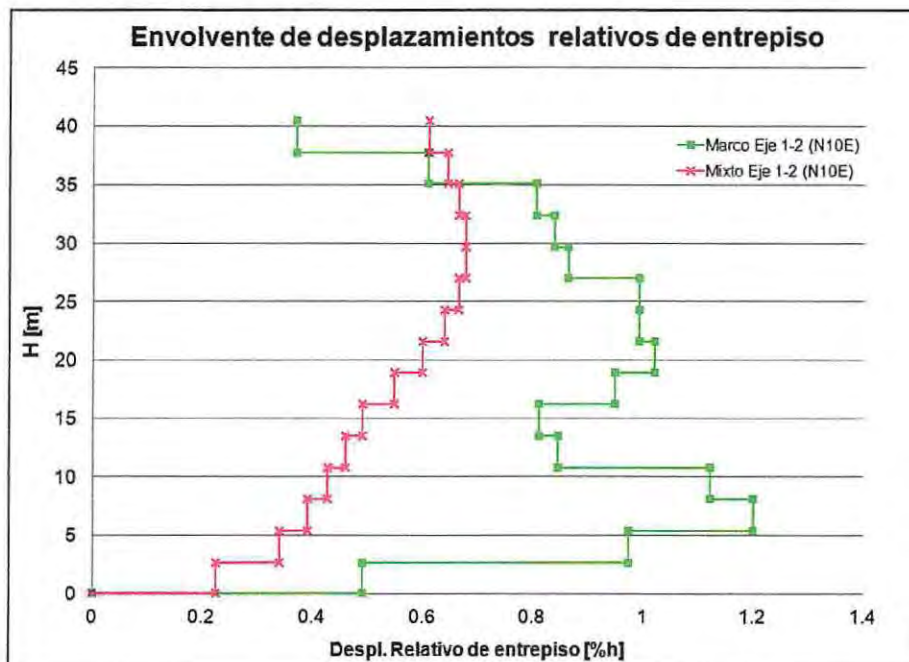


Figura 4.9: Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Ejes 1-2, Registro Lollole (N10E).

En las Figuras 4.10 y 4.11 se presentan respectivamente las envolventes de los desplazamientos laterales absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso para los ejes A y B de las estructuras analizadas, las cuales, son producto del registro de aceleraciones correspondientes al sismo de Viña del Mar, componente S20W.

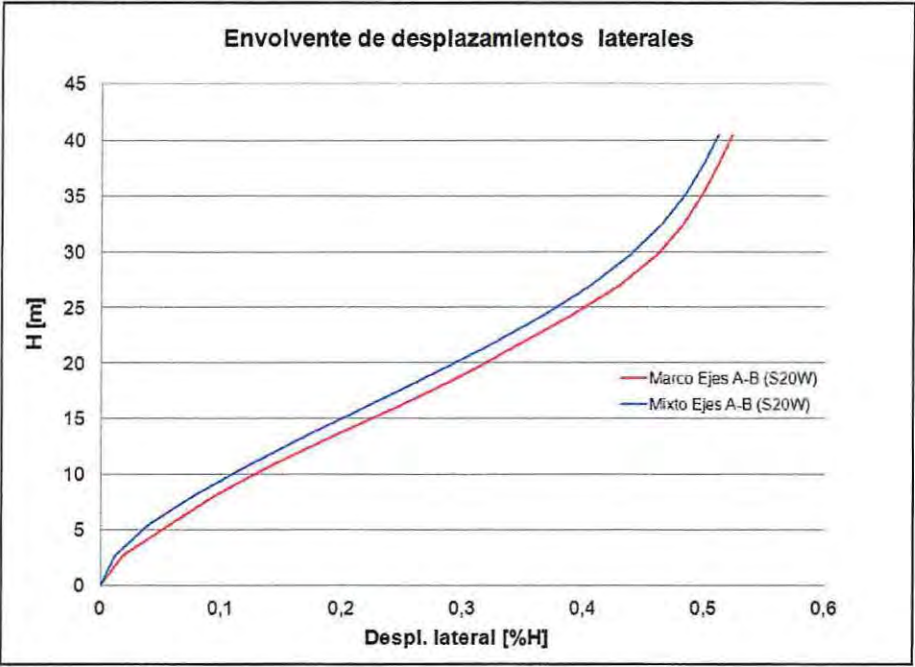


Figura 4.10: Envolverte de desplazamientos laterales, Ejes A-B, Registro Viña del Mar (S20W).

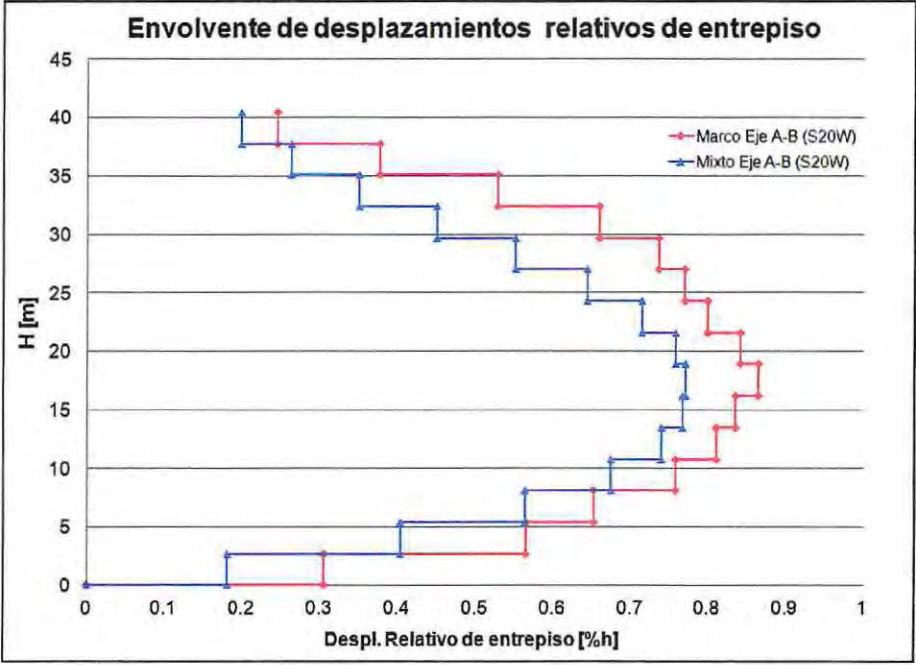


Figura 4.11: Envolverte de desplazamientos relativos de entrepiso, Ejes A-B, Registro Viña del Mar (S20W).

Análogamente, en las Figuras 4.12 y 4.13 se presentan respectivamente las envolventes de los desplazamientos laterales absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso para los ejes A y B de las estructuras analizadas, las cuales, son producto del registro de aceleraciones correspondientes al sismo de Lollole, componente N10E.

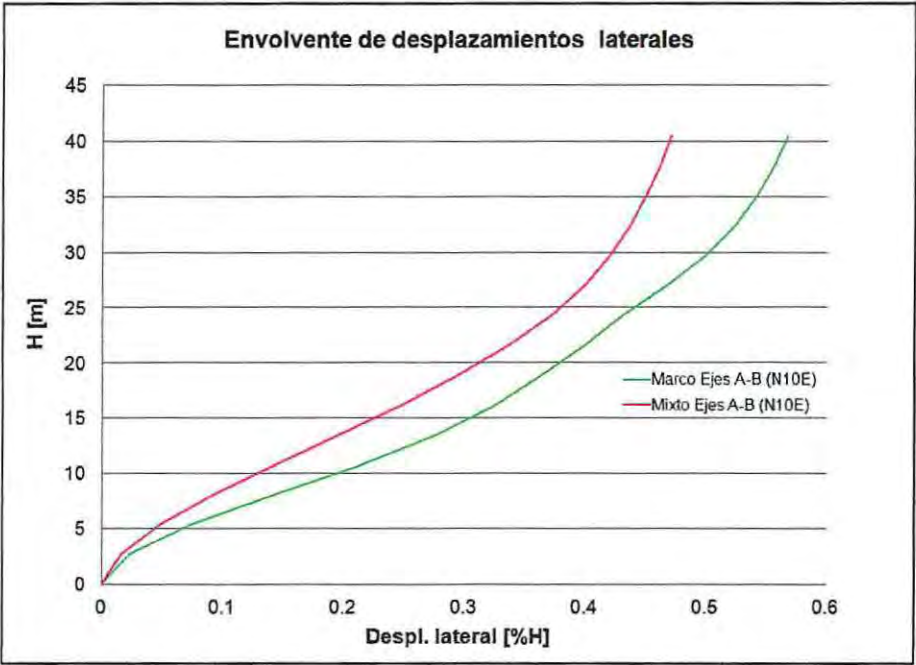


Figura 4.12: Envolvente de desplazamientos laterales, Ejes A-B, Registro Lollole (N10E).

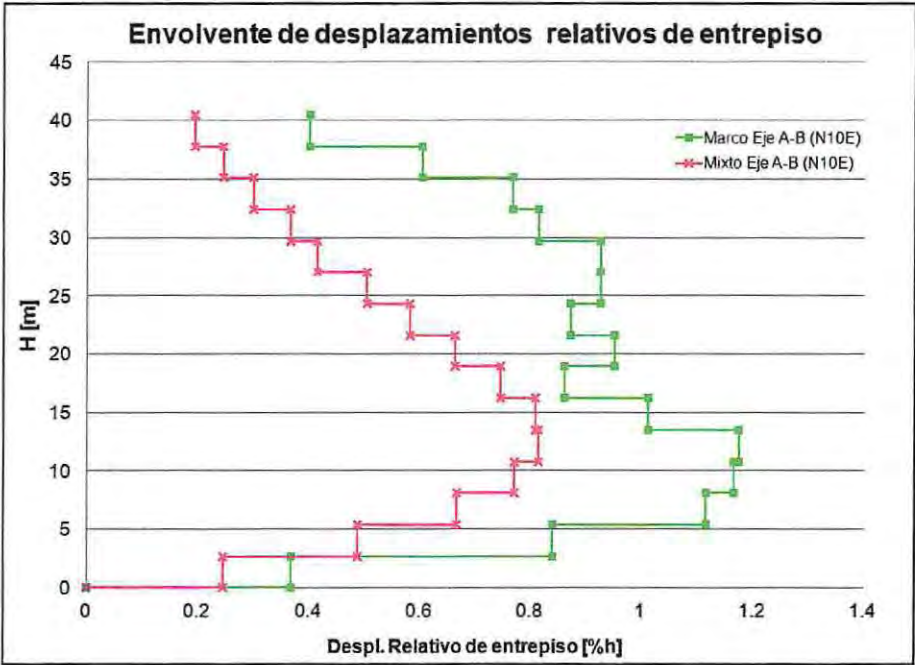


Figura 4.13: Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Ejes A-B, Registro Lollole (N10E).

En las envolventes de desplazamientos laterales absolutos expuestas anteriormente, se aprecia que la estructura mixta tiene los menores valores, los cuales no sobrepasan el 0,51% de la altura total del edificio, encontrando siempre a los mayores en la parte superior de las estructuras.

Se destaca que la máxima diferencia obtenida entre desplazamientos laterales absolutos de ambas estructuras, medidas en la misma dirección de análisis y registro sísmico, equivale a 59.32%; lo cual se obtuvo a los 8.1 [m] de altura de los Ejes 1-2, registro sísmico de Llolleo (N10E).

En la Tabla 4.1 se presentan los valores máximos de desplazamientos laterales absolutos en las estructuras analizadas, producto de los distintos registros sísmicos analizados, los cuales están referidos a la altura total de ellas.

Tabla 4.1: Máximos desplazamientos laterales absolutos en estructuras analizadas

Tipo de Estructura	Ejes A - B	Ejes 1 - 2
Mixta	0.51%	0.50%
Marcos	0.57%	0.61%

Al analizar las envolventes de desplazamientos relativos de entrepiso, expuestas anteriormente, se puede apreciar que los máximos valores ocurren en la estructura con marcos, obteniendo un máximo de 1,2% de la altura de piso, para el sismo de Llolleo. Análogamente el máximo valor en la estructura mixta, corresponde a un 0,81% de la altura de piso, lo cual ocurre para el mismo registro sísmico.

Se destaca que la máxima diferencia obtenida entre desplazamientos laterales relativos de entrepiso de ambas estructuras, medidas en la misma dirección de análisis y registro sísmico, equivale a un 67.5%; lo cual se obtuvo en el 3º Piso de los Ejes 1-2, registro sísmico de Llolleo (N10E).

En la Tabla 4.2 se presentan los valores máximos de desplazamientos relativos de entrepiso en las estructuras analizadas, producto de los distintos registros sísmicos analizados, los cuales están referidos a la altura de piso.

Tabla 4.2: Máximos desplazamientos relativos de entrepiso en estructuras analizadas

Tipo de Estructura	Ejes A - B	Ejes 1 - 2
Mixta	0.81%	0.67%
Marcos	1.17%	1.20%

4.6 Demandas de ductilidad

Frente a un sismo severo, una estructura debe ser capaz de absorber y disipar energía de deformación, sufriendo daños, sin llegar al colapso. Por lo cual, en una estructura es muy importante considerar la ductilidad de los elementos resistentes, relacionada directamente con la capacidad de deformación que tiene una estructura, superando las deformaciones de fluencia en las zonas críticas, sin perder su capacidad de soportar cargas, lo cual se puede cuantificar analizando el comportamiento no lineal de los elementos bajo cargas cíclicas.

A fin de medir y comparar las demandas de ductilidad de curvatura de los elementos que componen a las estructuras estudiadas, se analizará la razón de ductilidad de curvatura en las zonas críticas de estos elementos, lo cual se define como el cociente entre la curvatura máxima que experimenta una rótula plástica, producto de los diferentes registros sísmicos presentados, y la curvatura de fluencia.

De la Figura 4.14 a la 4.17 se detallan los diferentes diagramas momento – curvatura de las secciones más solicitadas del eje 1 de la estructura con marcos, sobre los cuales se definen los distintos comportamientos histeréticos de los elementos, producto de los diferentes registros sísmicos anteriormente especificados.

Eje 1 - Estructura con marcos.

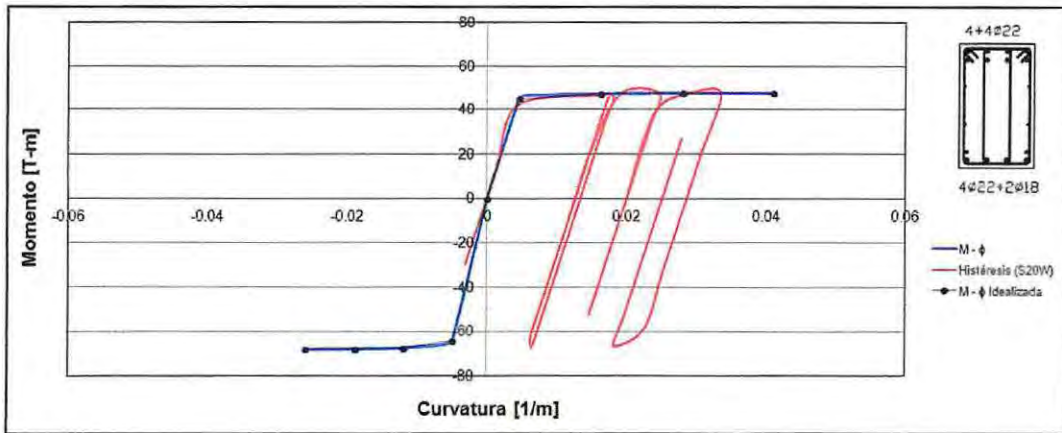


Figura 4.14: Curva de histéresis viga 001 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

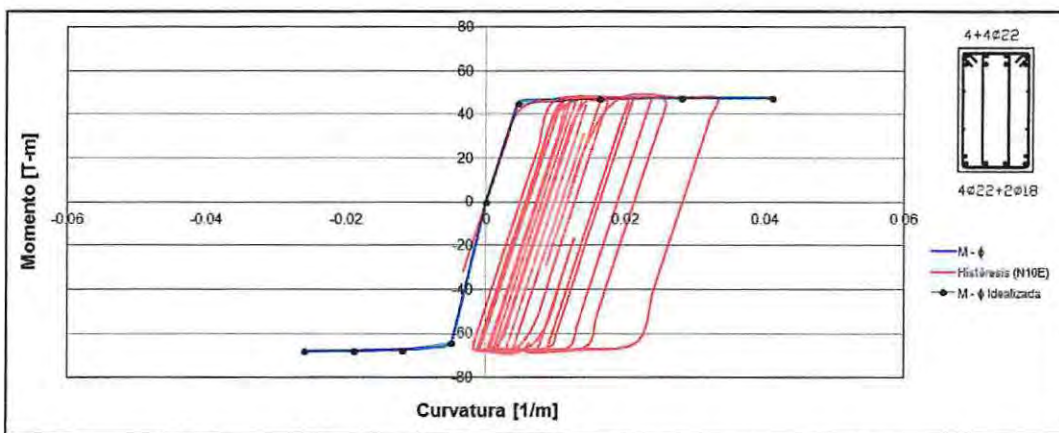


Figura 4.15: Curva de histéresis viga 001 borde, Registro Lolloo (N10E)

En la Tabla 4.3 se presenta un resumen de las curvas presentadas anteriormente, en donde se detalla el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) del elemento analizado, como además los valores máximos demandados por los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolloo (N10E), junto a sus respectivas razones de ductilidad.

Tabla 4.3: Demandas de ductilidad viga 001 borde, estructura con marcos.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00461	$\phi_u =$	0.0410

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00489	$\phi_u =$	-0.02597

Registro Viña del Mar (S20W)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	0.03339	$\phi_{m\acute{a}x.}/\phi_y =$	7.25

Registro Lolloo (N10E)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	0.03297	$\phi_{m\acute{a}x.}/\phi_y =$	7.16

Eje 1 - Estructura con marcos.

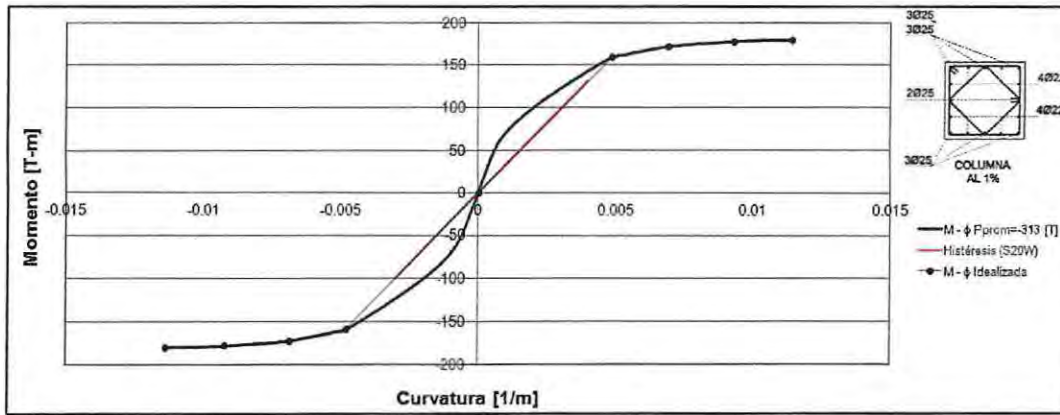


Figura 4.16: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

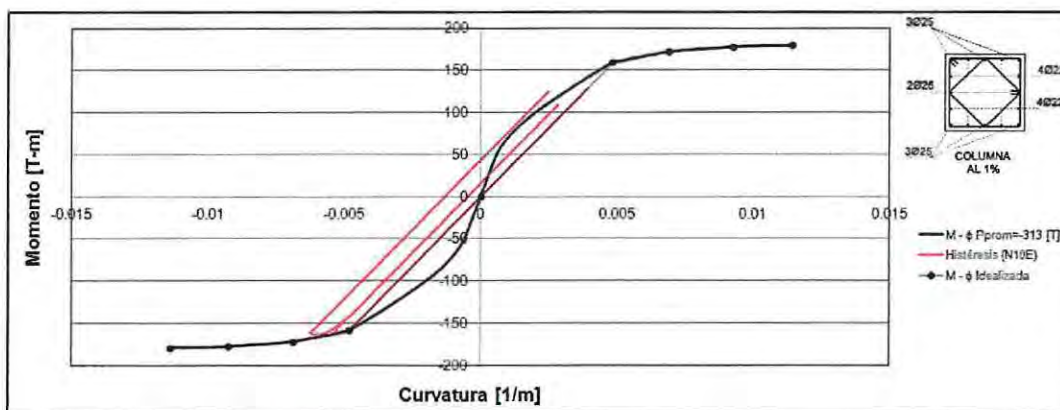


Figura 4.17: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolleo (N10E)

En la Tabla 4.4 se presenta el resumen de las curvas de histéresis anteriormente detalladas, las cuales corresponden a la columna de borde del eje analizado, con cuantía $\rho = 1\%$, en donde se detalla el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) del elemento, como además el valor máximo demandado por el registro sísmicos de Lolleo (N10E), junto a su respectiva razón de ductilidad.

No se muestran resultados para el registro sísmico de Viña del Mar (S20W), puesto que no existieron demandas de ductilidad para este caso.

Tabla 4.4: Demandas de ductilidad columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, estructura con marcos.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00482	$\phi_u =$	0.01140

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00482	$\phi_u =$	-0.01140

Registro Lolleo (N10E)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	-0.00622	$\phi_{m\acute{a}x.}/\phi_y =$	1.29

Desde la Figura 4.18 a la 4.21 se detallan los distintos diagramas momento – curvatura de los elementos más solicitados del eje 2 de la estructura con marcos, junto a las curvas de histéresis producto de los diferentes registros sísmicos analizados.

Eje 2 - Estructura con marcos.

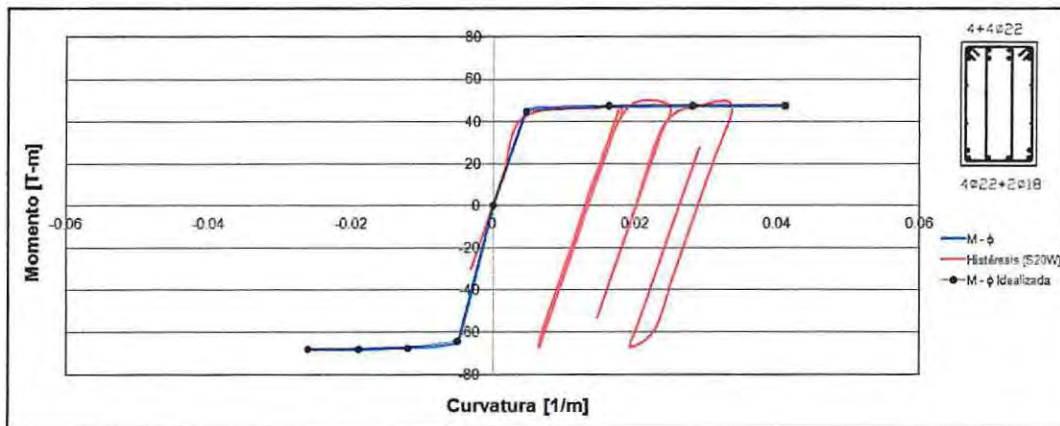


Figura 4.18: Curva de histéresis viga 008, Registro Viña del Mar (S20W)

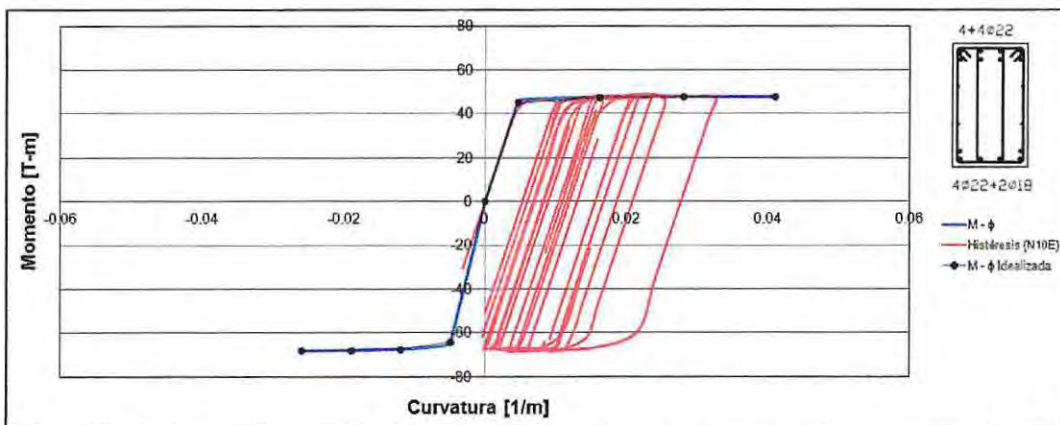


Figura 4.19: Curva de histéresis viga 008, Registro Lolloo (N10E)

En la Tabla 4.5 se muestra un resumen de las curvas presentadas anteriormente, en la que se detalla el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) del elemento analizado, como también los valores máximos demandados por los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolloo (N10E), junto a sus respectivas razones de ductilidad.

Tabla 4.5: Demandas de ductilidad viga 008, estructura con marcos.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00461	$\phi_u =$	0.04100

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00489	$\phi_u =$	-0.02597

Registro Viña del Mar (S20W)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	0.03362	$\phi_{m\acute{a}x}/\phi_y =$	7.30

Registro Lolleo (N10E)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	0.03250	$\phi_{m\acute{a}x}/\phi_y =$	7.06

Eje 2 - Estructura con marcos.

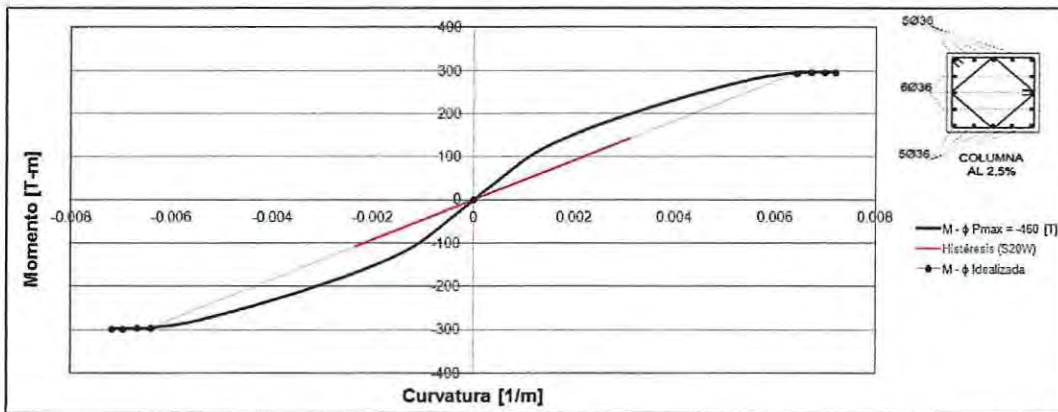


Figura 4.20: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 2,5 \%$, Registro Viña del Mar (S20W)

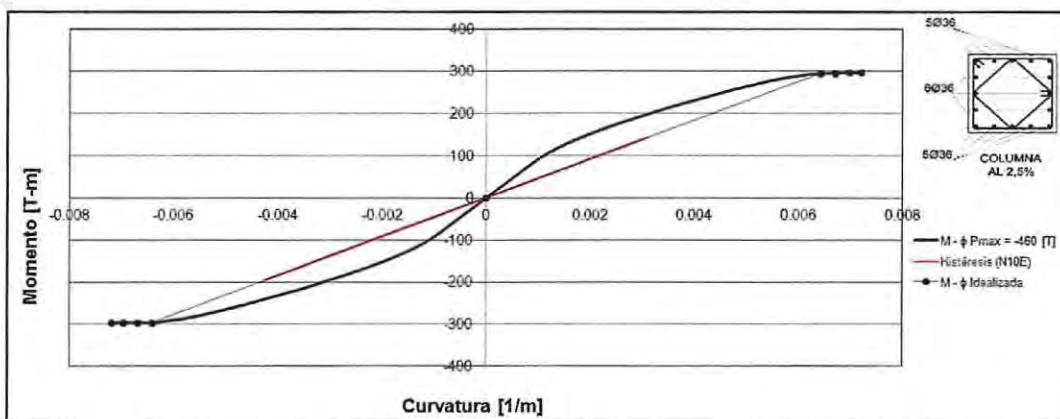


Figura 4.21: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 2,5 \%$, Registro Lolleo (N10E)

En la Tabla 4.6 se detalla el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u), anteriormente presentadas; las cuales corresponden a la columna interior del eje analizado, con cuantía $\rho = 2,5\%$.

No se muestran resultados para los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolleo (N10E), puesto que no existieron demandas de ductilidad en estos casos, ya que la respuesta está en el rango elástico.

Tabla 4.6: Límites de curvatura columna interior, cuantía $\rho = 2,5 \%$, estructura con marcos.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00641	$\phi_u =$	0.00719

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00641	$\phi_u =$	-0.07190

Desde la Figura 4.22 a la 4.25 se detallan los diferentes diagramas momento – curvatura de las secciones más solicitadas del eje A de la estructura con marcos, sobre los cuales se definen los distintos comportamientos histeréticos de los elementos, sometidos a los registros sísmicos especificados.

Eje A - Estructura con marcos.

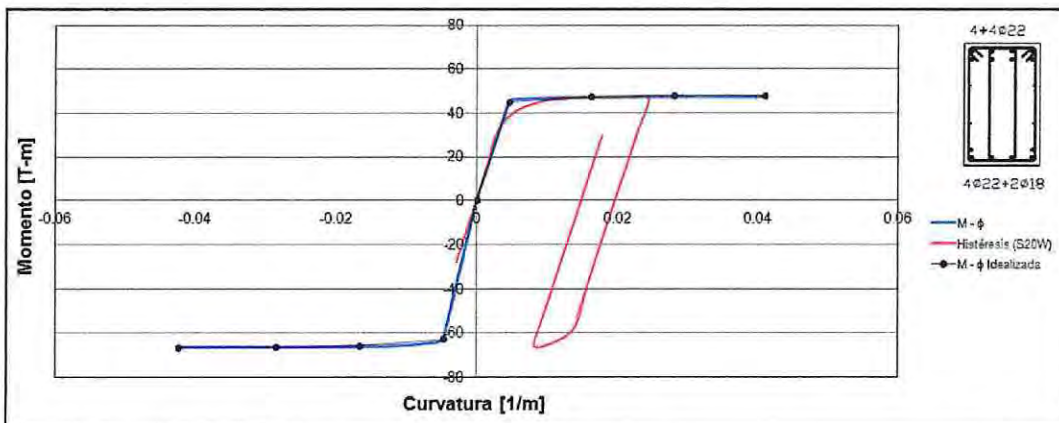


Figura 4.22: Curva de histéresis viga 004 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

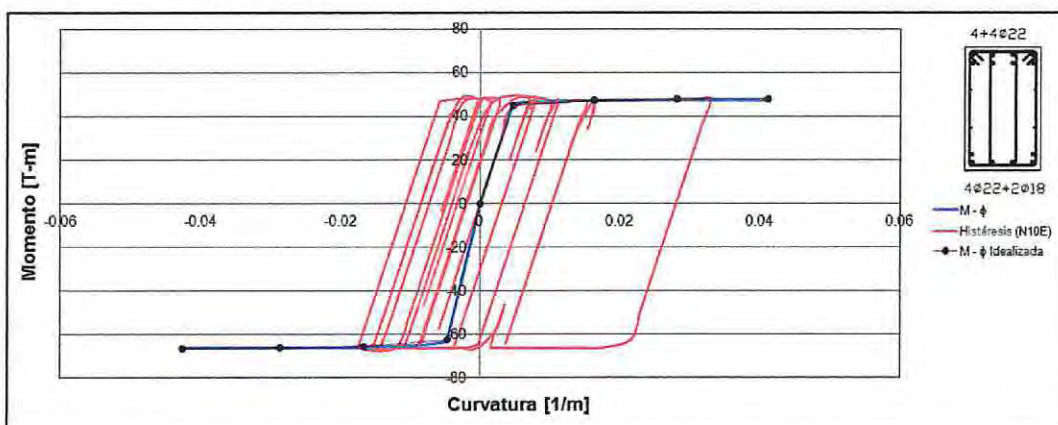


Figura 4.23: Curva de histéresis viga 004 borde, Registro Lolloo (N10E)

En la Tabla 4.7 se detalla un resumen de las curvas presentadas anteriormente, en donde se presenta el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) del elemento analizado, como también los valores máximos demandados por los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolloo (N10E), junto a sus respectivas razones de ductilidad.

Tabla 4.7: Demandas de Ductilidad Viga 004 Borde, estructura con marcos.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00461	$\phi_u =$	0.04100

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00478	$\phi_u =$	-0.04250

Registro Viña del Mar (S20W)			
$\phi_{\text{máx.}} =$	0.02452	$\phi_{\text{máx.}}/\phi_y =$	5.32

Registro Lilloe (N10E)			
$\phi_{\text{máx.}} =$	0.03283	$\phi_{\text{máx.}}/\phi_y =$	7.13

Eje A - Estructura con marcos.

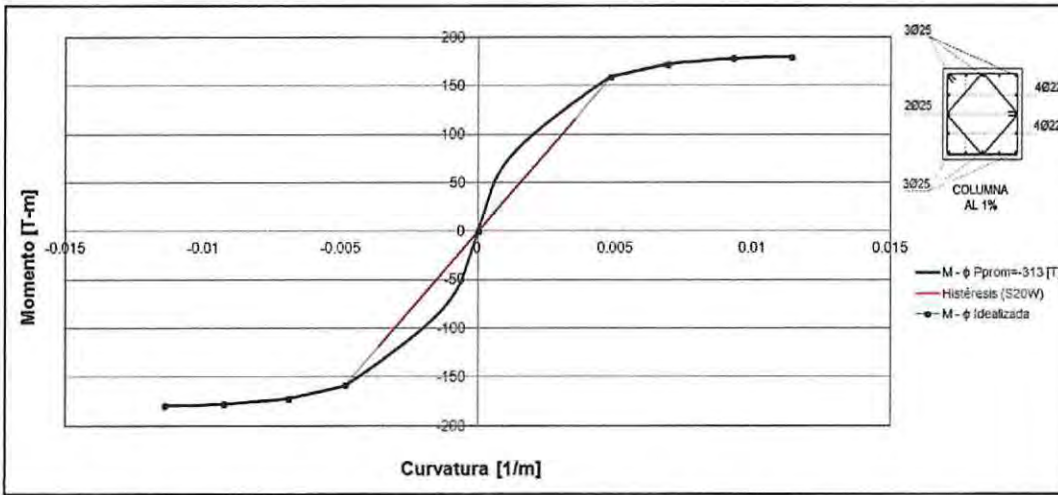


Figura 4.24: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

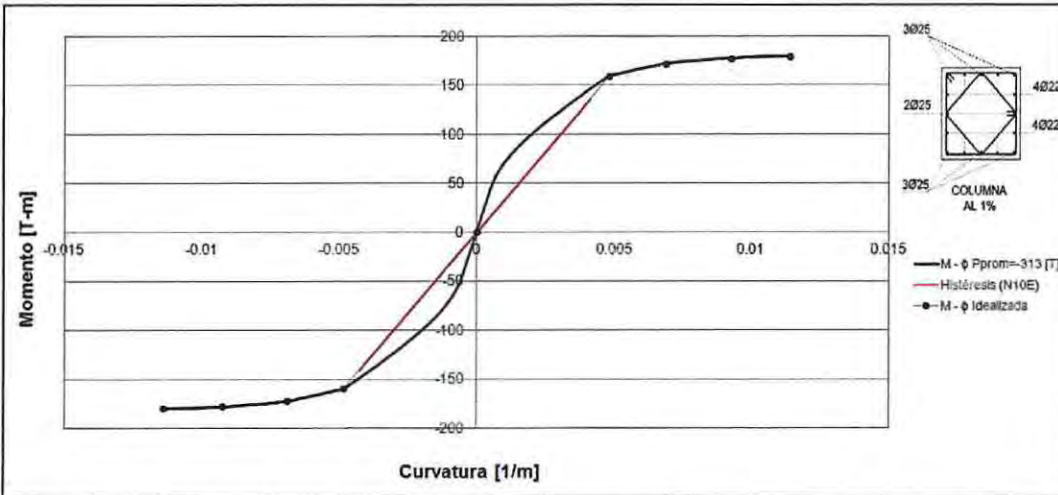


Figura 4.25: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lilloe (N10E)

En la Tabla 4.8 se muestra el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u), anteriormente detalladas, las cuales corresponden a la columna de borde del eje analizado, con cuantía $\rho = 1\%$.

No se presentan resultados para los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolleo (N10E), puesto que no existieron demandas de ductilidad en estos casos, ya que la respuesta está en el rango elástico.

Tabla 4.8: Límites de curvatura columna borde, cuantía $\rho = 1 \%$, estructura con marcos.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00482	$\phi_u =$	0.01140

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00482	$\phi_u =$	-0.01140

De igual forma que lo presentado anteriormente para el eje A, desde la Figura 4.26 a la 4.29 se presentan los distintos diagramas momento – curvatura, junto al comportamiento histerético de los elementos más solicitados del eje B de la estructura con marcos.

Eje B - Estructura con marcos.

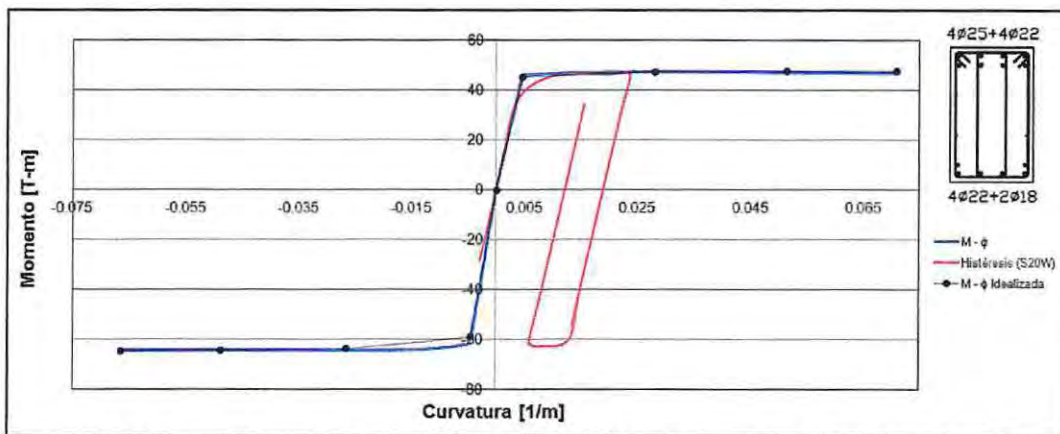


Figura 4.26: Curva de histéresis viga 010 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

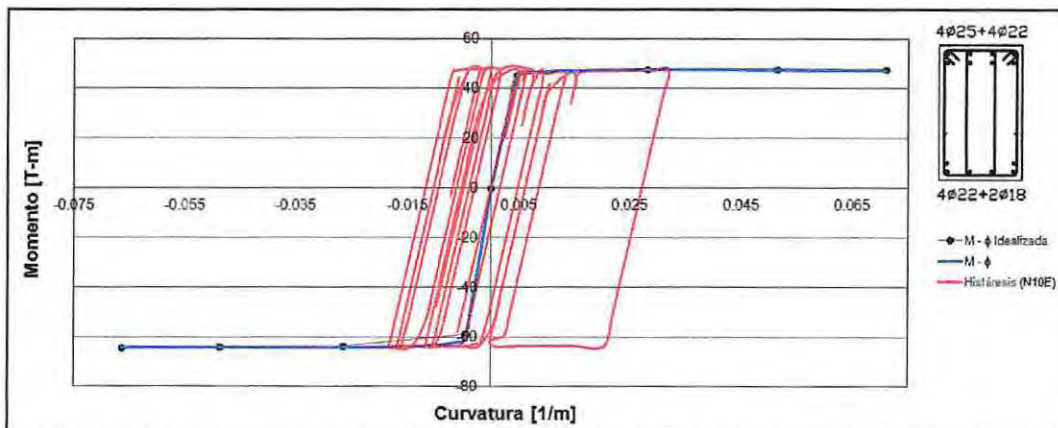


Figura 4.27: Curva de histéresis viga 010 borde, Registro Lolleo (N10E)

En la Tabla 4.9 se resume el comportamiento histerético presentado anteriormente, en donde se detalla el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) del elemento analizado, como además los valores máximos demandados por los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolleo (N10E), junto a sus respectivas razones de ductilidad.

Tabla 4.9: Demandas de ductilidad viga 010 borde, estructura con marcos.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.0046	$\phi_u =$	0.07100

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00443	$\phi_u =$	-0.06642

Registro Viña del Mar (S20W)			
$\phi_{\text{máx.}} =$	0.02365	$\phi_{\text{máx.}}/\phi_y =$	5.14

Registro Lolleo (N10E)			
$\phi_{\text{máx.}} =$	0.03198	$\phi_{\text{máx.}}/\phi_y =$	6.96

Eje B - Estructura con marcos.

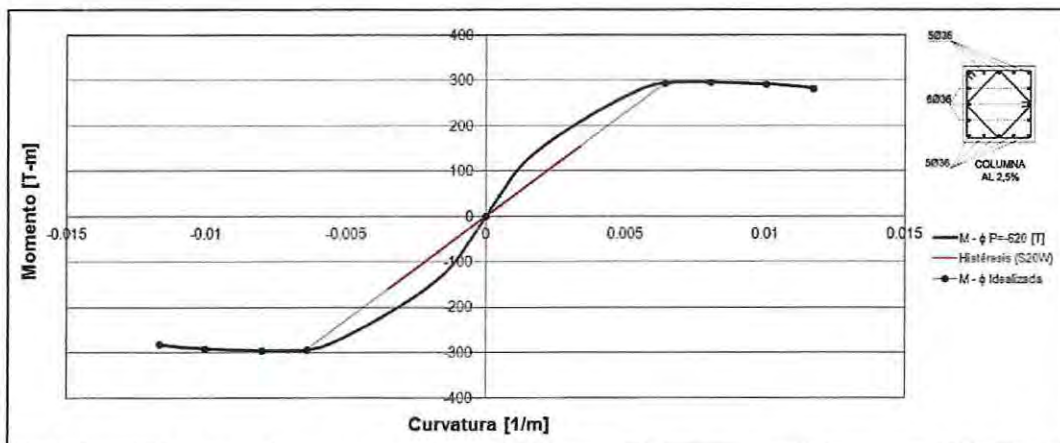


Figura 4.28: Curva de histéresis columna Interior, cuantía $\rho = 2,5\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

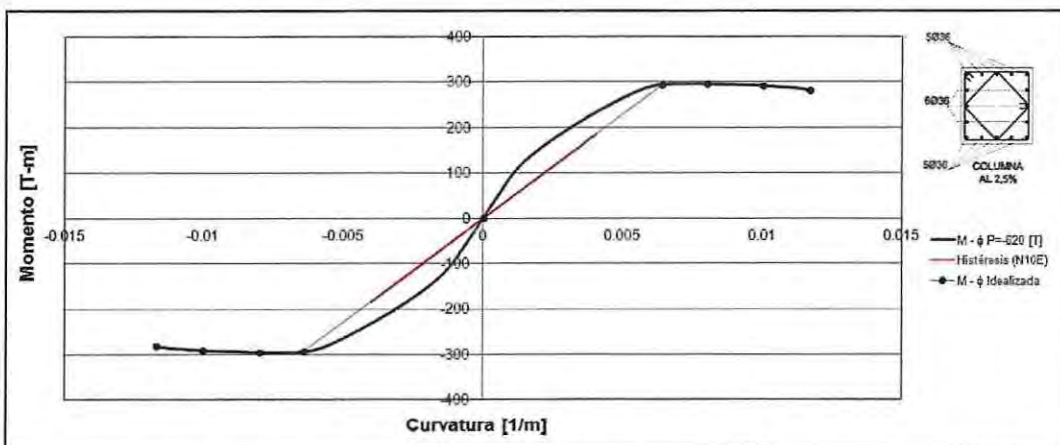


Figura 4.29: Curva de histéresis columna Interior, cuantía $\rho = 2,5\%$, Registro Lolleo (N10E)

En la Tabla 4.10 se muestra el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u), anteriormente detalladas, las cuales corresponden a la Columna Interior del eje analizado, con cuantía $\rho = 2,5\%$.

No se presentan resultados para los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Llolleo (N10E), puesto que no existieron demandas de ductilidad en estos casos, ya que la respuesta está en el rango elástico.

Tabla 4.10: Límites de curvatura columna interior, cuantía $\rho = 2,5$, estructura con marcos.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00641	$\phi_u =$	0.01170

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00641	$\phi_u =$	-0.01170

Desde la Figura 4.30 a la 4.33 se detallan los diagramas momento – curvatura de las secciones más solicitadas del eje 1 de la estructura mixta, sobre los cuales se grafican los distintos comportamientos histeréticos de los elementos, producto de los registros sísmicos anteriormente especificados.

Eje 1 - Estructura mixta.

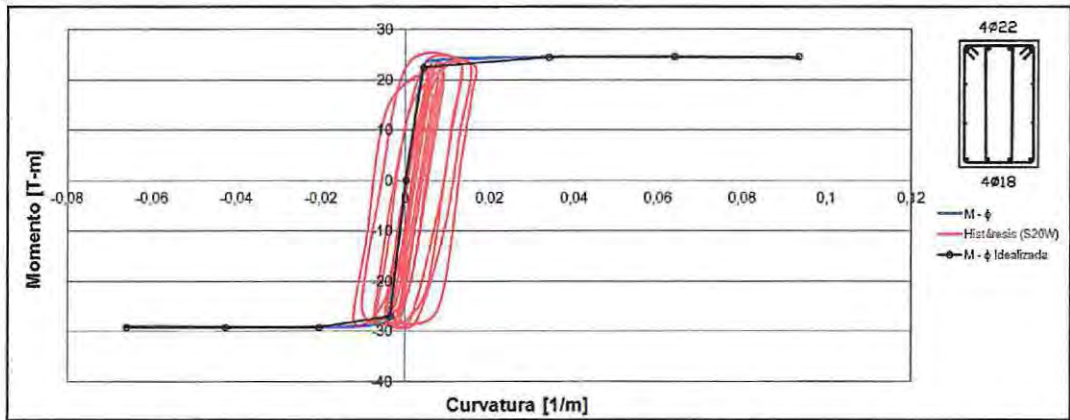


Figura 4.30: Curva de histéresis viga 014, Registro Viña del Mar (S20W)

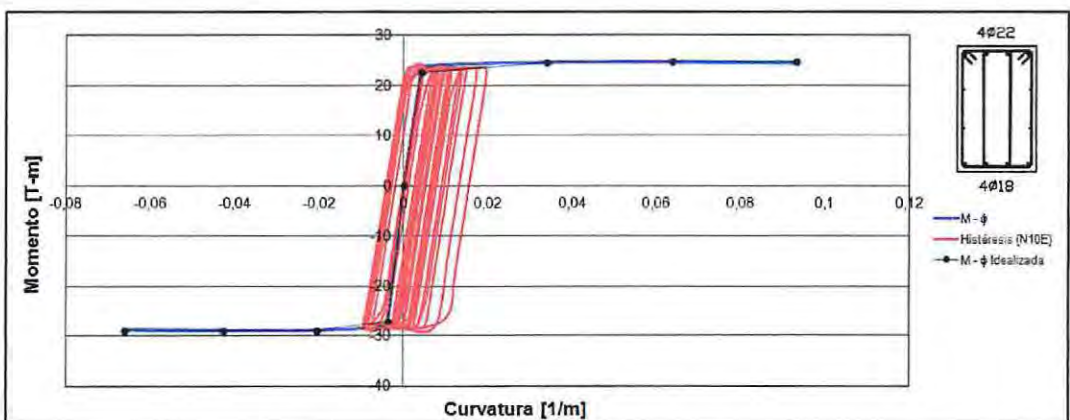


Figura 4.31: Curva de histéresis viga 014, Registro Llolleo (N10E)

En la Tabla 4.11 se resume el comportamiento de las curvas presentadas anteriormente, en donde se presenta el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) del elemento analizado, como además los valores máximos demandados por los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolleo (N10E), junto a sus respectivas razones de ductilidad.

Tabla 4.11: Demandas de ductilidad viga 014, estructura mixta.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00422	$\phi_u =$	0.09320

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00369	$\phi_u =$	-0.06627

Registro Viña del Mar (S20W)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	0.01581	$\phi_{m\acute{a}x.}/\phi_y =$	3.74

Registro Lolleo (N10E)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	0.01953	$\phi_{m\acute{a}x.}/\phi_y =$	4.63

Eje 1 - Estructura mixta.

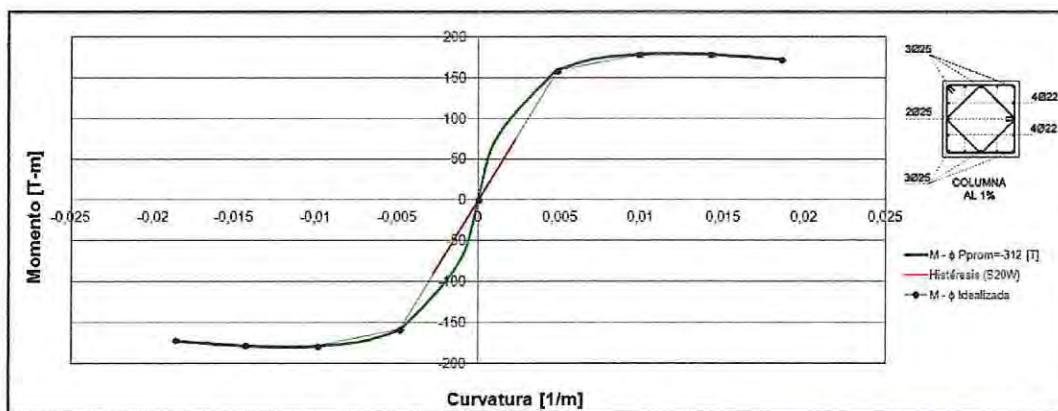


Figura 4.32: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

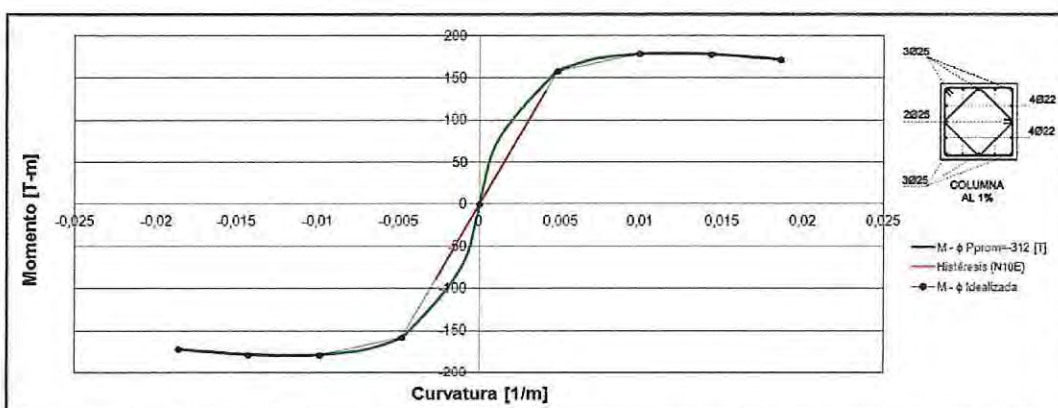


Figura 4.33: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolleo (N10E)

En la Tabla 4.12 se muestra el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u), anteriormente detalladas, las cuales corresponden a la columna de borde del eje analizado, con cuantía $\rho = 1\%$.

No se presentan resultados para los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolloo (N10E), puesto que no existieron demandas de ductilidad en estos casos, ya que la respuesta está en el rango elástico.

Tabla 4.12: Límites de curvatura columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, estructura mixta.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00482	$\phi_u =$	0.01860

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00482	$\phi_u =$	-0.01860

Desde la Figura 4.34 a la 4.39 se presentan los distintos diagramas momento – curvatura, junto al comportamiento histerético de los elementos más solicitados del eje 2 de la estructura mixta.

Eje 2 - Estructura mixta.

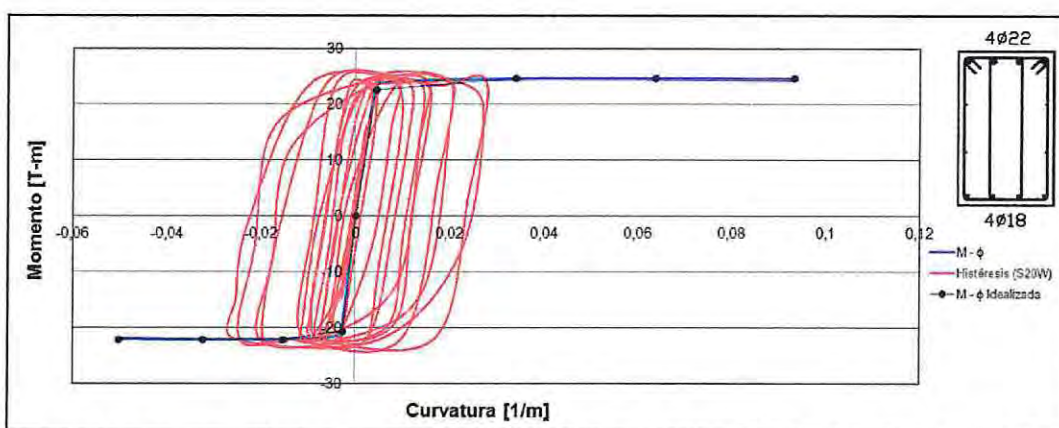


Figura 4.34: Curva de histéresis viga 019 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

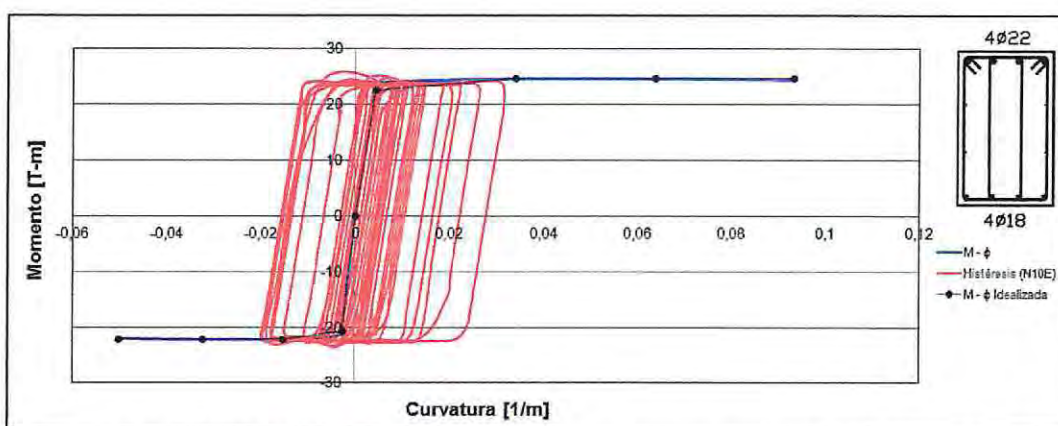


Figura 4.35: Curva de histéresis viga 019 borde, Registro Lolloo (N10E)

En la Tabla 4.13 se presenta un resumen de las curvas presentadas anteriormente, en donde se muestra el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) del elemento analizado, como además los valores máximos demandados por los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolleo (N10E), junto a sus respectivas razones de ductilidad.

Tabla 4.13: Demandas de ductilidad viga 019 borde, Estructura mixta.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00422	$\phi_u =$	0.09320

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00280	$\phi_u =$	-0.05034

Registro Viña del Mar (S20W)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	-0.02525	$\phi_{m\acute{a}x.}/\phi_y =$	9.01

Registro Lolleo (N10E)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	0.03175	$\phi_{m\acute{a}x.}/\phi_y =$	7.52

Eje 2 - Estructura mixta.

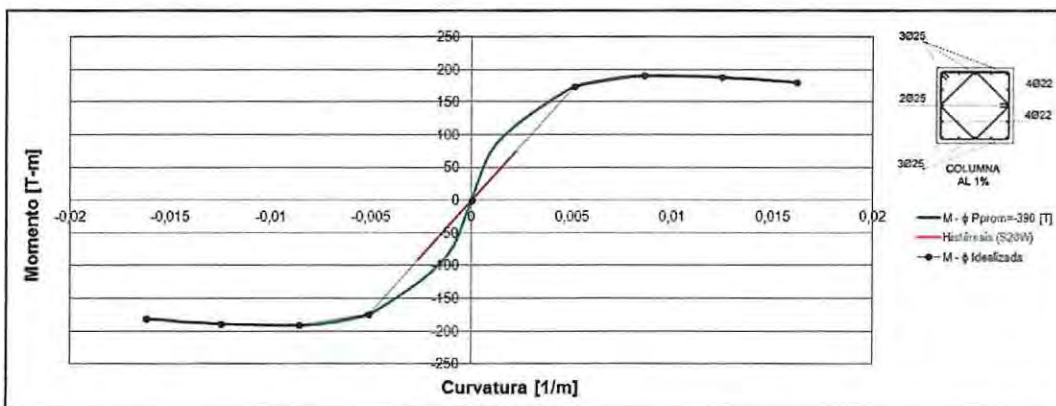


Figura 4.36: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

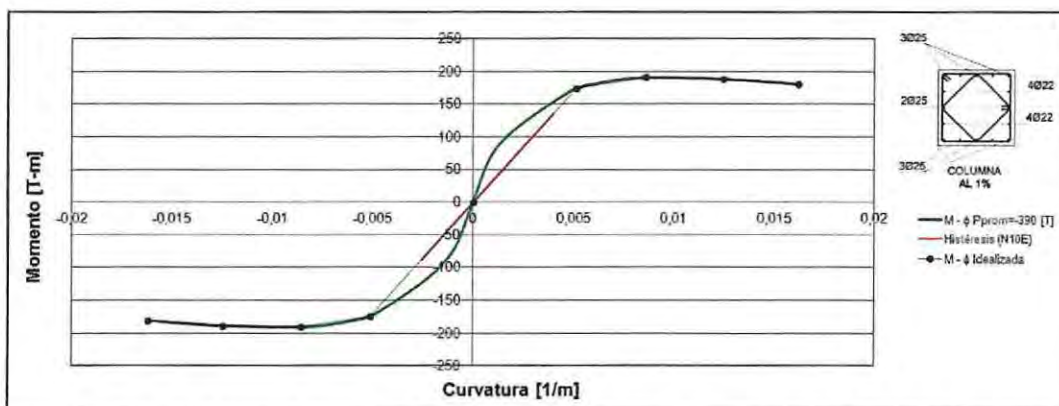


Figura 4.37: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolleo (N10E)

En la Tabla 4.14 se muestra el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u), anteriormente detalladas, las cuales corresponden a la columna borde del eje analizado, con cuantía $\rho = 1\%$.

No se presentan resultados para los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolloo (N10E), puesto que no existieron demandas de ductilidad en estos casos, ya que la respuesta está en el rango elástico.

Tabla 4.14: Límites de curvatura columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, estructura mixta.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00512	$\phi_u =$	0.01620

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00512	$\phi_u =$	-0.01620

Eje 2 - Estructura mixta.

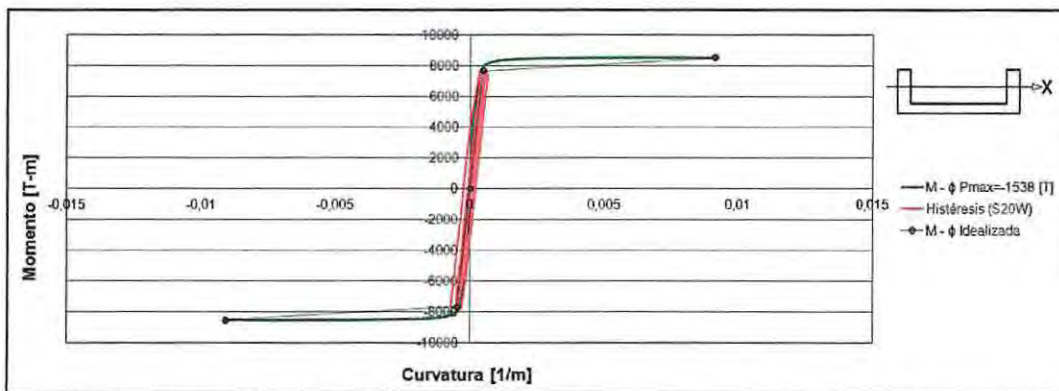


Figura 4.38: Curva de histéresis muro "C", dirección X, Registro Viña del Mar (S20W)

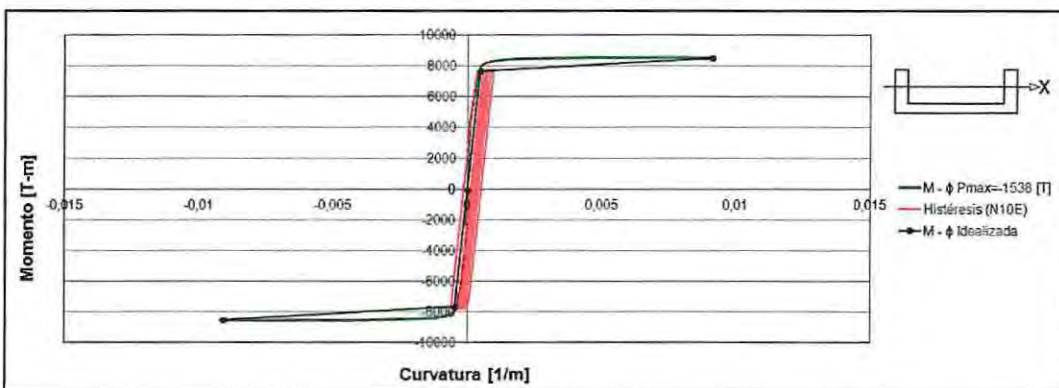


Figura 4.39: Curva de histéresis muro "C", dirección X, Registro Lolloo (N10E)

En la Tabla 4.15 se presenta el resumen de las curvas de histéresis correspondientes al muro "C" de la estructura mixta, analizada en su dirección X; en donde se detalla el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) del elemento analizado, como además los valores máximos

demandados por los registros sísmicos de Viña del Mar y Lolleo, junto a sus respectivas razones de ductilidad.

Tabla 4.15: Demandas de ductilidad muro "C", dirección X, estructura mixta.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00046	$\phi_u =$	0.00911

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00046	$\phi_u =$	-0.00911

Registro Viña del Mar (S20W)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	-0.00068	$\phi_{m\acute{a}x.}/\phi_y =$	1.48

Registro Lolleo (N10E)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	0.00097	$\phi_{m\acute{a}x.}/\phi_y =$	2.14

Considerando la otra dirección de análisis, desde la Figura 4.40 a la 4.43 se detallan los diferentes diagramas momento – curvatura de las secciones más solicitadas del eje A de la estructura mixta, sobre los cuales se definen los distintos comportamientos histeréticos de los elementos, producto de los diferentes registros sísmicos especificados.

Eje A - Estructura mixta.

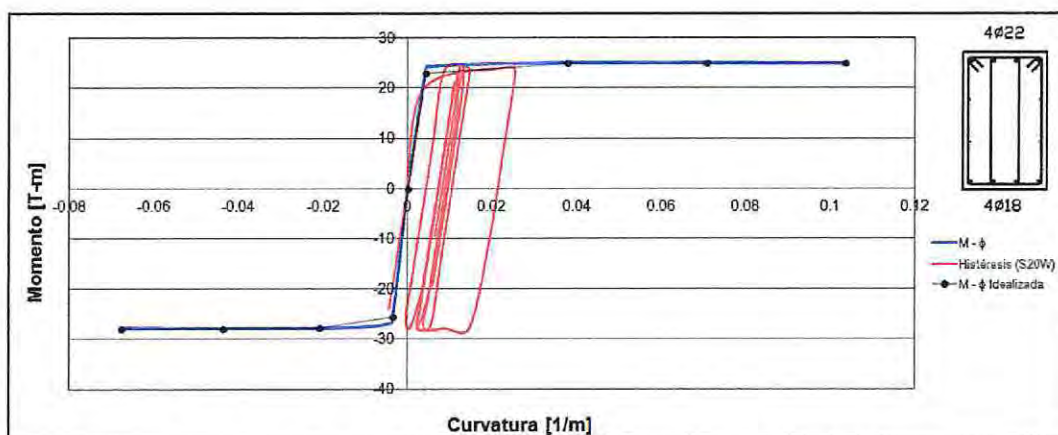


Figura 4.40: Curva de histéresis viga 016 interior, Registro Viña del Mar (S20W)

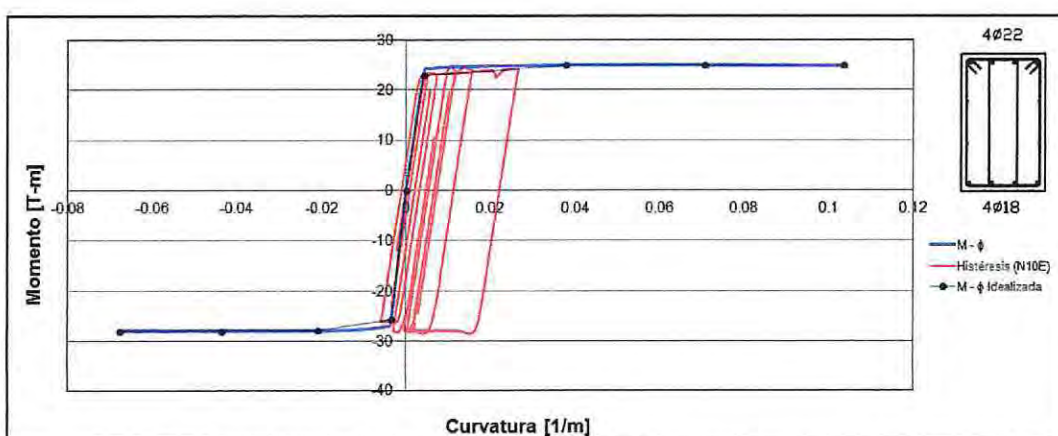


Figura 4.41: Curva de histéresis viga 016 interior, Registro Lolleo (N10E)

En la Tabla 4.16 se resumen las curvas de histéresis presentadas anteriormente, en donde se muestra el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) del elemento analizado, como además los valores máximos demandados por los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolleo (N10E), junto a sus respectivas razones de ductilidad.

Tabla 4.16: Demandas de ductilidad viga 016 interior, estructura mixta.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00417	$\phi_u =$	0.10340

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00344	$\phi_u =$	-0.06770

Registro Viña del Mar (S20W)			
$\phi_{máx.} =$	0.02525	$\phi_{máx.}/\phi_y =$	6.05

Registro Lolleo (N10E)			
$\phi_{máx.} =$	0.02645	$\phi_{máx.}/\phi_y =$	6.34

Eje A - Estructura mixta.

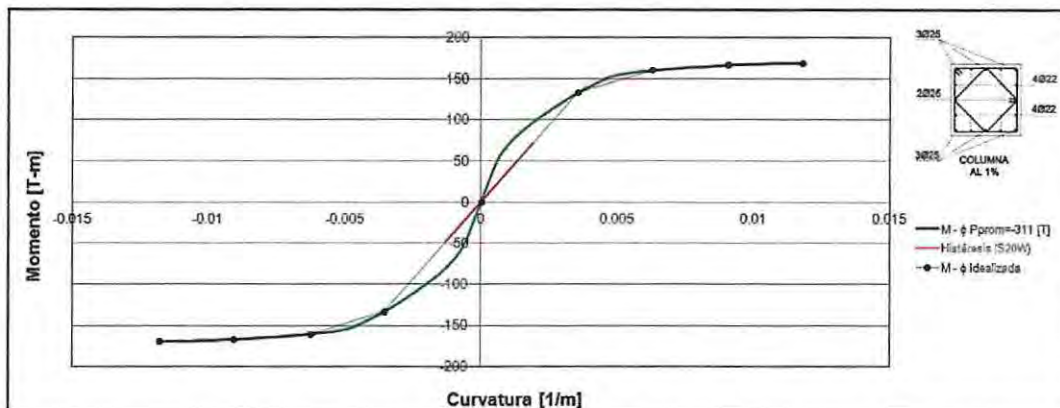


Figura 4.42: Curva de histéresis columna Borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

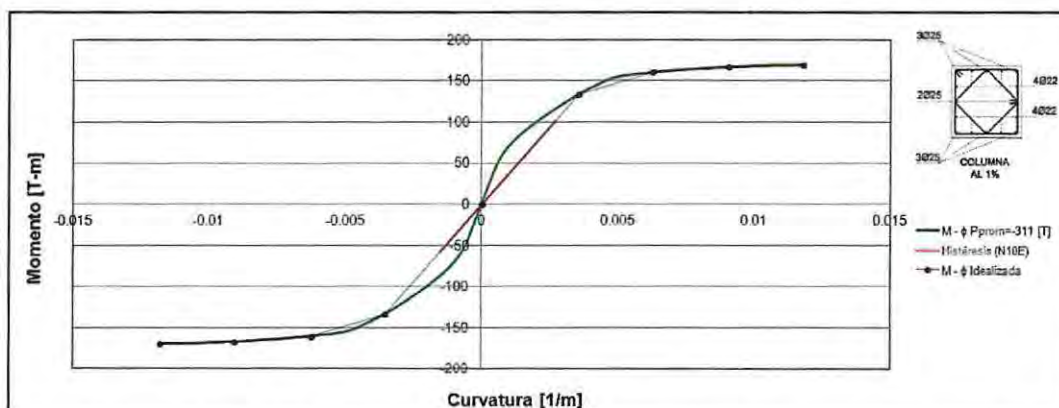


Figura 4.43: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolleo (N10E)

En la Tabla 4.17 se presenta el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u), anteriormente detalladas, las cuales corresponden a la columna 1% Borde del eje analizado.

No se muestran resultados para los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolleo (N10E), puesto que no existieron demandas de ductilidad en estos casos, ya que la respuesta se encuentra en el rango elástico.

Tabla 4.17: Límites de curvatura columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, estructura mixta.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00354	$\phi_u =$	0.01180

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00354	$\phi_u =$	-0.01180

Desde la Figura 4.44 a la 4.49 se presentan los distintos diagramas momento – curvatura, junto al comportamiento hysterético de los elementos más solicitados del eje B de la estructura mixta.

Eje B - Estructura mixta.

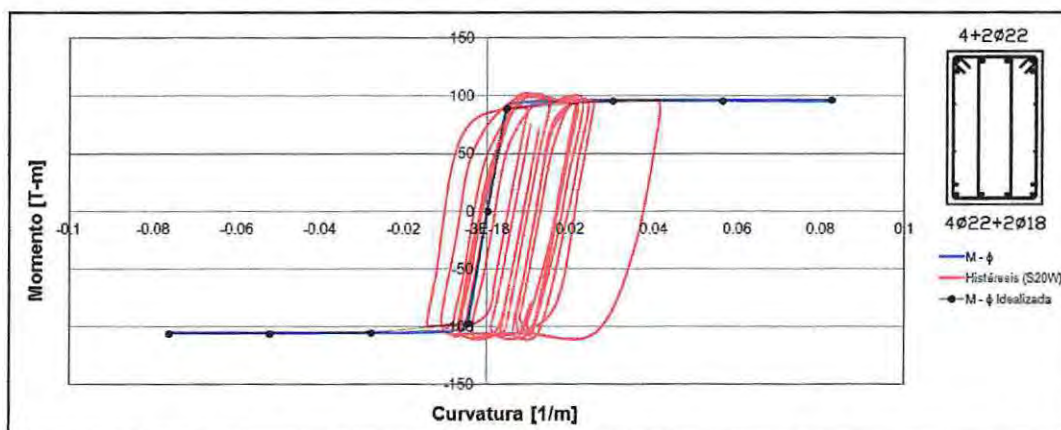


Figura 4.44: Curva de histéresis viga acople, Registro Viña del Mar (S20W)

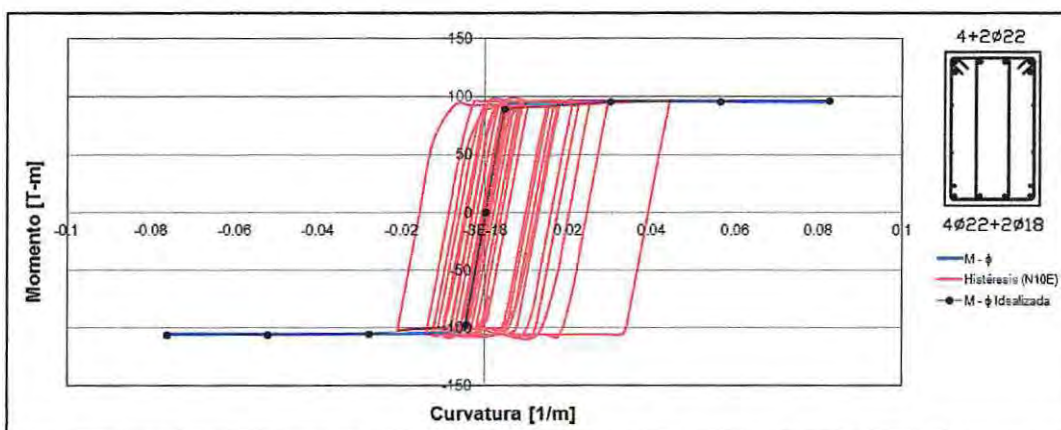


Figura 4.45: Curva de histéresis viga acople, Registro Lolleo (N10E)

En la Tabla 4.18 se resumen las curvas presentadas anteriormente, en donde se muestra el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) del elemento analizado, como además los valores máximos demandados por los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolleo (N10E), junto a sus respectivas razones de ductilidad.

Tabla 4.18: Demandas de ductilidad viga acople, estructura mixta.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00463	$\phi_u =$	0.08240

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00467	$\phi_u =$	-0.07613

Registro Viña del Mar (S20W)			
$\phi_{\text{máx.}} =$	0.04124	$\phi_{\text{máx.}}/\phi_y =$	8.91

Registro Lolleo (N10E)			
$\phi_{\text{máx.}} =$	0.04401	$\phi_{\text{máx.}}/\phi_y =$	9.51

Se destaca que este elemento es considerado parte integral del núcleo central de muros de la estructura mixta; por lo cual, los valores determinados para los distintos registros sísmicos no serán incluidos en las conclusiones de este documento.

Eje B - Estructura mixta.

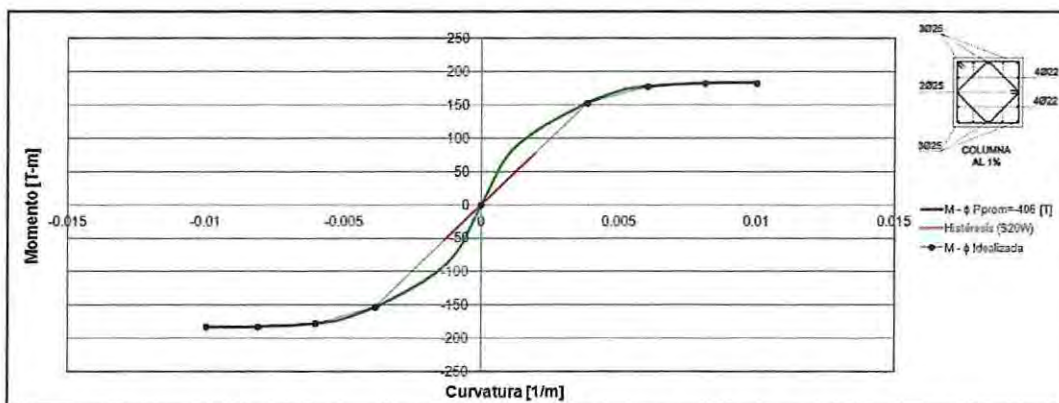


Figura 4.46: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

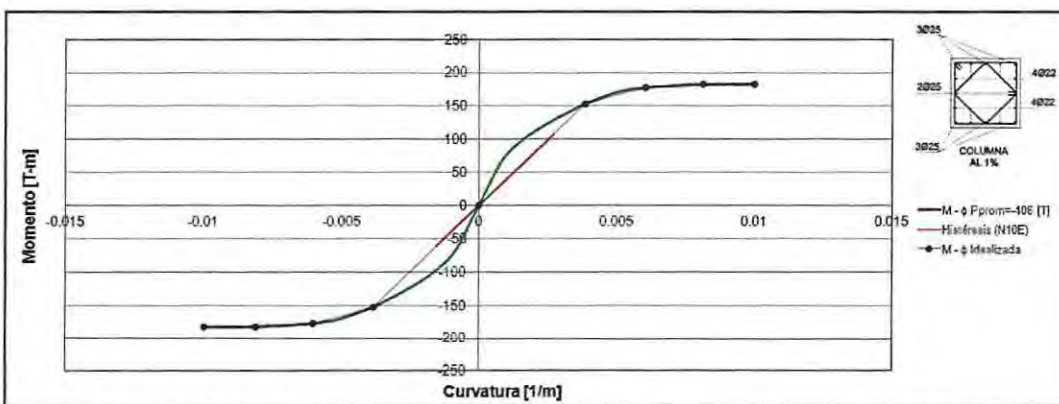


Figura 4.47: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolleo (N10E)

En la Tabla 4.19 se presenta el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u), anteriormente detalladas, las cuales corresponden a la columna borde del eje analizado, con cuantía $\rho = 1\%$.

No se presentan resultados para los registros sísmicos de Viña del Mar (S20W) y Lolleo (N10E), puesto que no existieron demandas de ductilidad en estos casos, ya que la respuesta del elemento se encuentra en el rango elástico.

Tabla 4.19: Límites de curvatura columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, estructura mixta.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00386	$\phi_u =$	0.00997

Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00386	$\phi_u =$	-0.00997

Eje B - Estructura mixta.

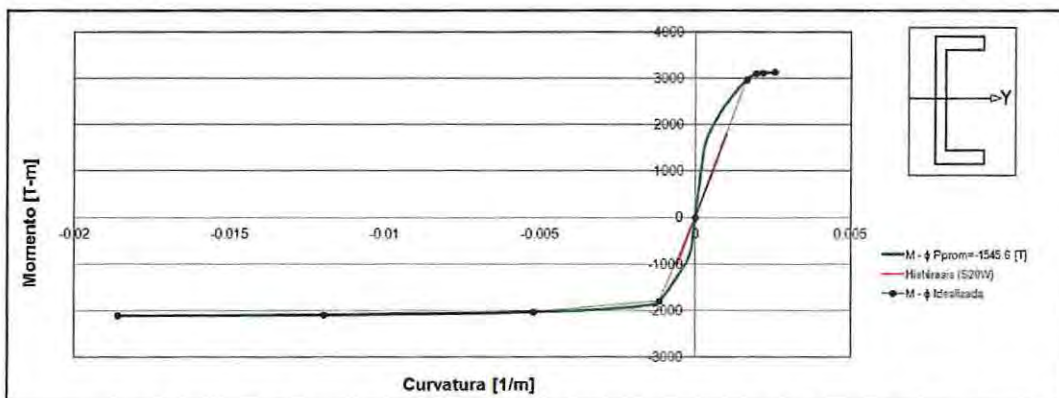


Figura 4.48: Curva de histéresis muro "C", dirección Y, Registro Viña del Mar (S20W)

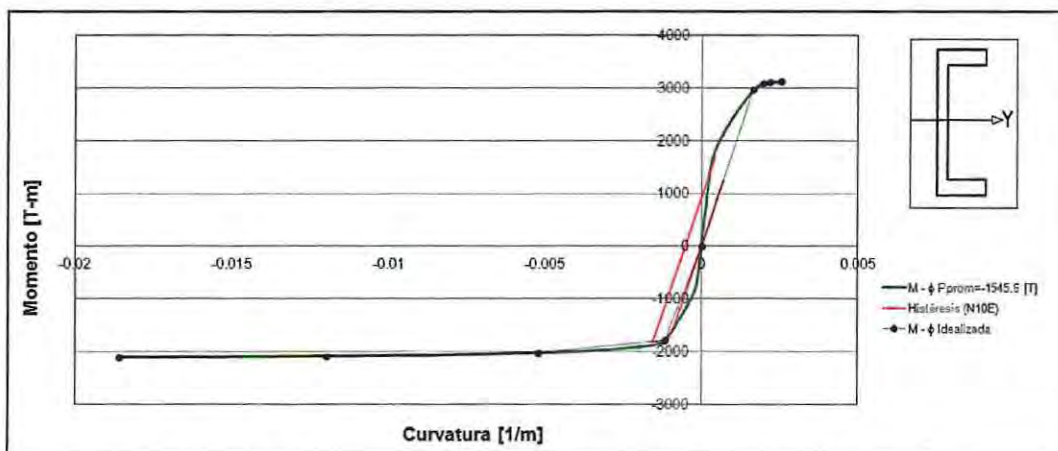


Figura 4.49: Curva de histéresis muro "C", dirección Y, Registro Lolleo (N10E)

En la Tabla 4.20 se resumen las curvas de histéresis correspondientes al muro "C" de la estructura mixta, analizada en su dirección Y, en donde se muestra el valor de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) del elemento, como además el valor máximo demandado por el registro sísmico de Lolloe (N10E), junto a su respectiva razón de ductilidad.

No se presentan resultado para el registro sísmico de Viña del Mar (S20W), puesto que no existieron demandas de ductilidad para este caso, ya que la respuesta está en el rango elástico.

Tabla 4.20: Demandas de ductilidad muro "C", dirección Y, estructura mixta.

Límites de Curvaturas [1/m] (+)			
$\phi_y =$	0.00166	$\phi_u =$	0.00254
Límites de Curvaturas [1/m] (-)			
$\phi_y =$	-0.00115	$\phi_u =$	-0.01860
Registro Lolloe (N10E)			
$\phi_{m\acute{a}x.} =$	-0.00152	$\phi_{m\acute{a}x.}/\phi_y =$	1.32

La totalidad de las curvas de histéresis pertenecientes a los distintos elementos de las estructuras analizadas, junto a sus correspondientes diagramas de momento – curvatura, se incluyen en el Anexo 1.

4.6.1 Resumen y comparación de demandas de ductilidad

Con el propósito de resumir y comparar lo anteriormente presentado, en la Tabla 4.21 se muestran las máximas razones de ductilidad obtenidas en las secciones críticas de elementos de las estructuras analizadas, producto de los diferentes registros sísmicos considerados

Tabla 4.21: Razón de ductilidad de curvatura - Estructuras analizadas

Elemento	Razón de Ductilidad			
	Estructura con Marcos		Estructura Mixta	
	Ejes 1 - 2	Ejes A - B	Ejes 1 - 2	Ejes A - B
Vigas	7.300	7.127	7.519	6.337
Columnas	1.290	0	0	0
Muros	-	-	2.136	1.321

Desde la Figura 4.50 hasta la 4.57 se detalla gráficamente la demanda de ductilidad de curvatura, en la que incursiona cada uno de los elementos de las estructuras estudiadas; considerando los distintos registros sísmicos analizados, en donde se destaca con colores el porcentaje de incursión de cada rotulas, respecto de la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u).

Estructura con marcos

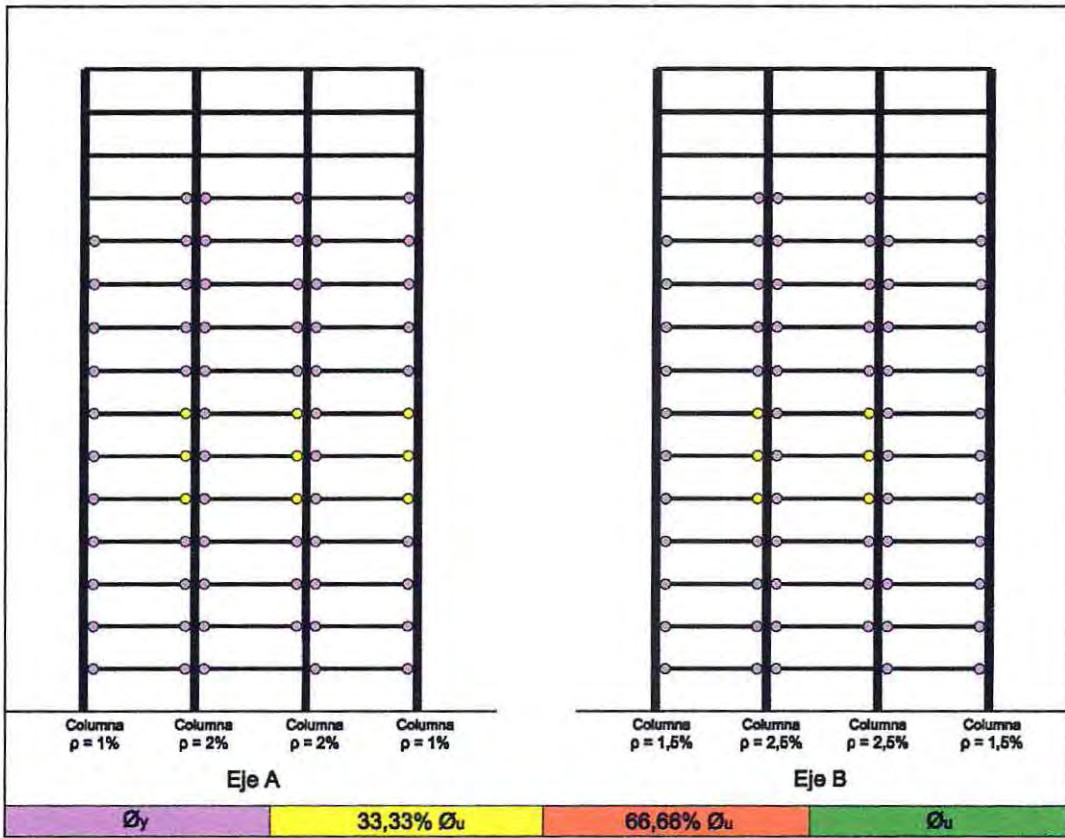


Figura 4.50: Demandas de ductilidad Ejes A-B, Registro Viña del Mar (S20W)

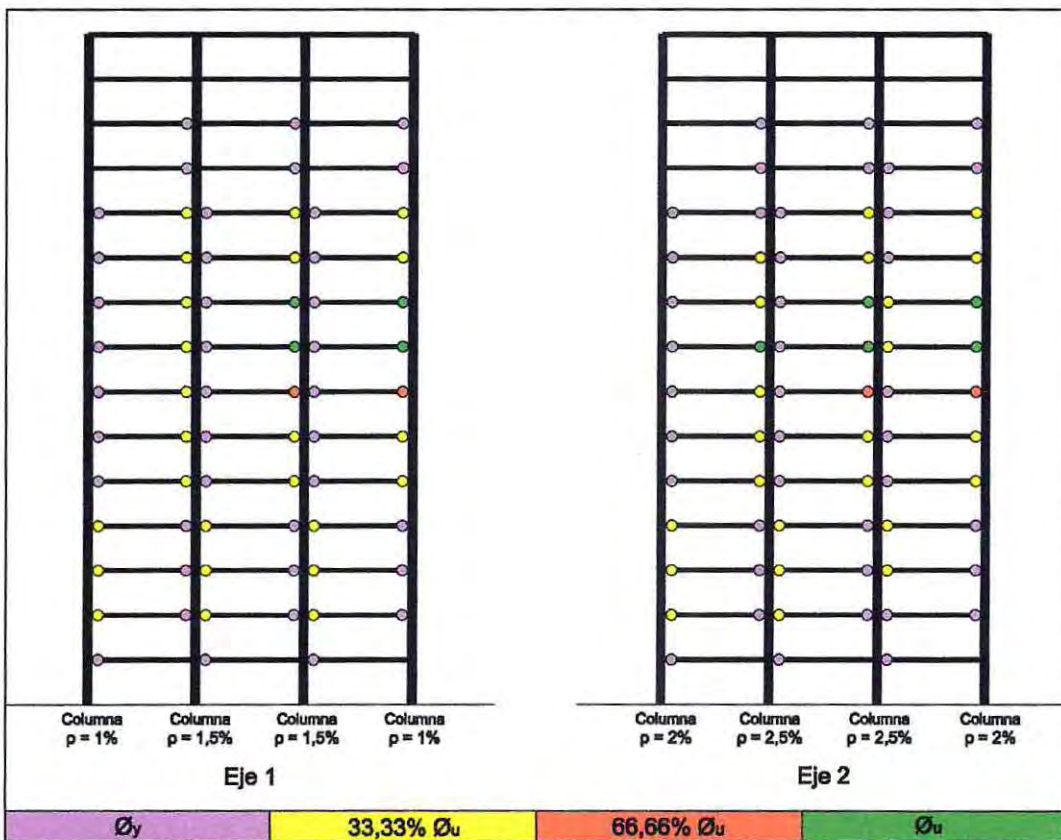


Figura 4.51: Demandas de ductilidad Ejes 1-2, Registro Viña del Mar (S20W)

Estructura con marcos

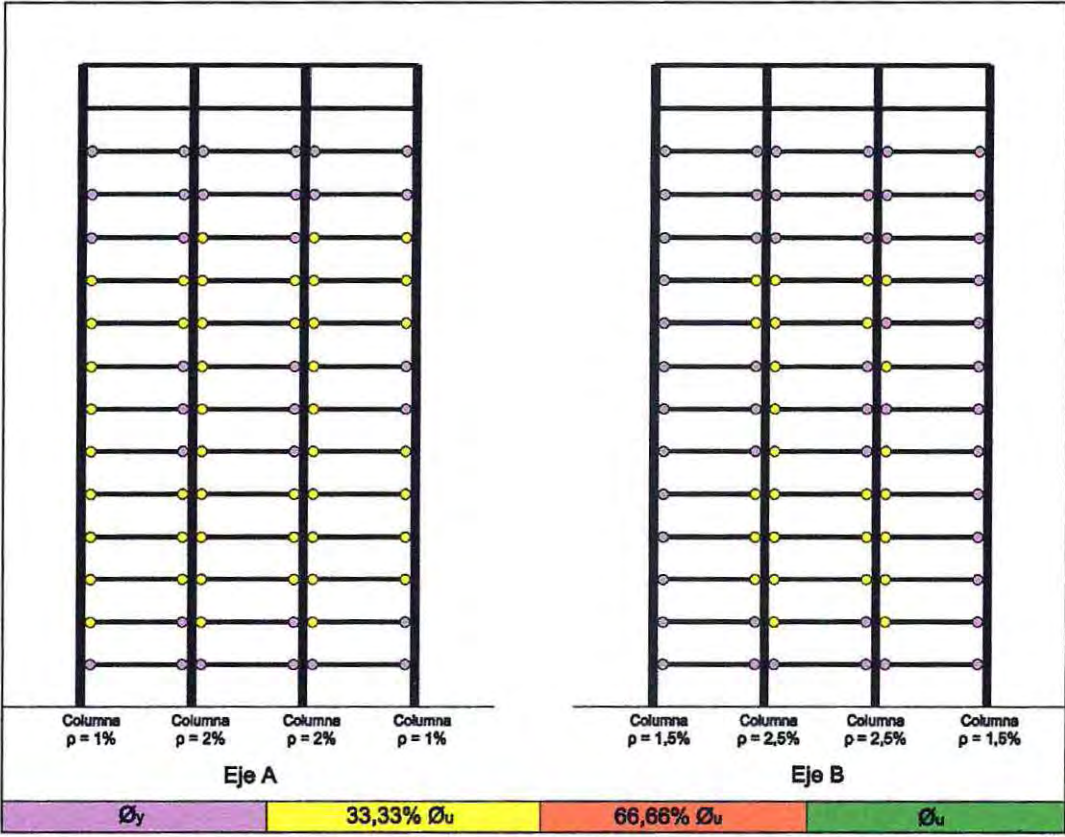


Figura 4.52: Demandas de ductilidad Ejes A-B, Registro Lolleo (N10E)

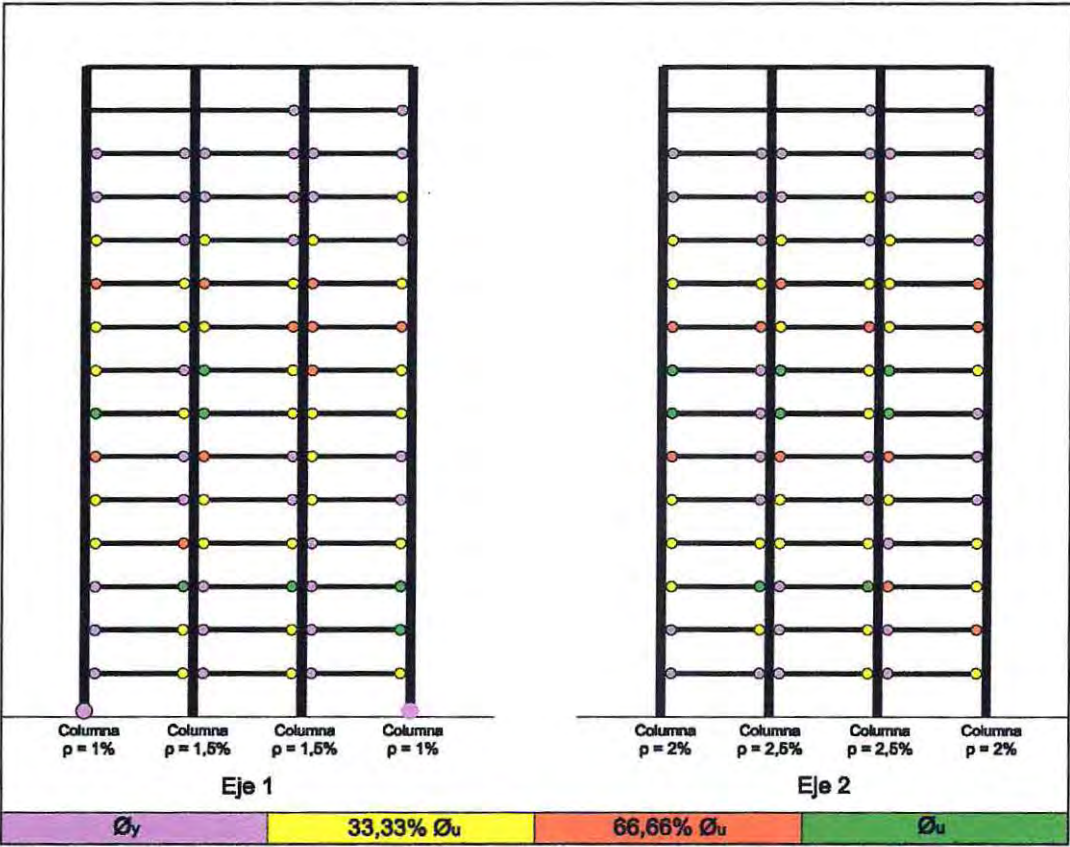


Figura 4.53: Demandas de ductilidad Ejes 1-2, Registro Lolleo (N10E)

Estructura mixta

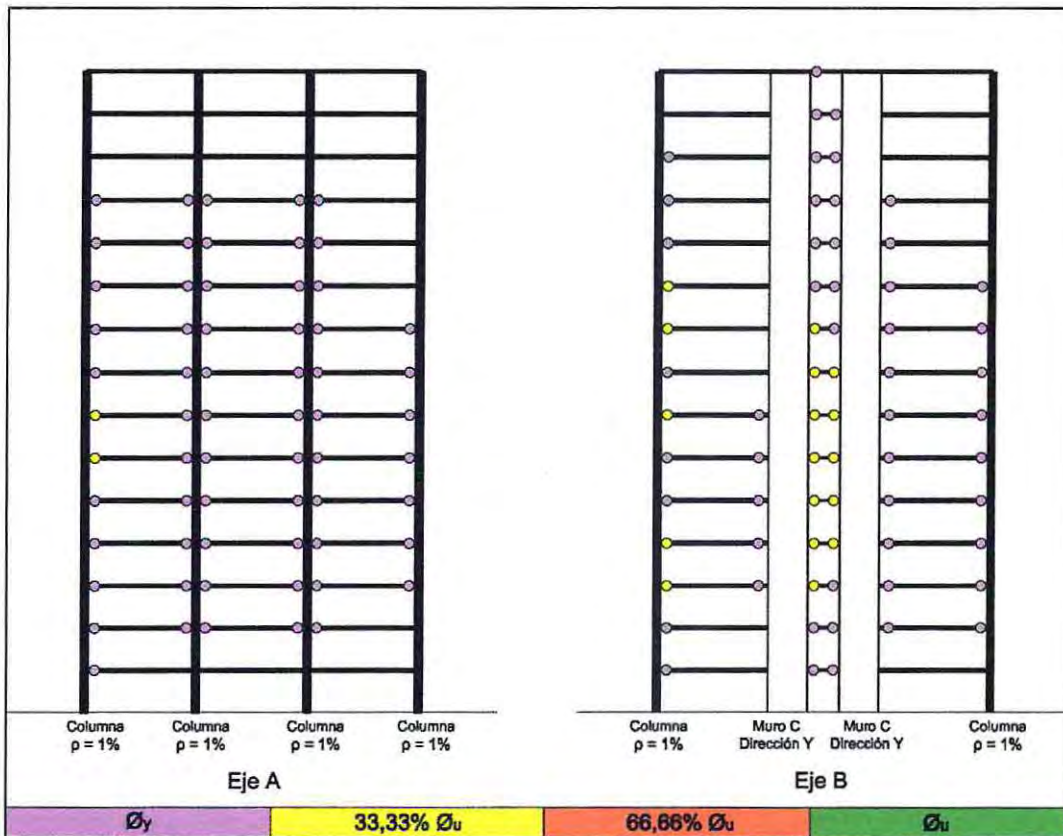


Figura 4.54: Demandas de ductilidad Ejes A-B, Registro Viña del Mar (S20W)

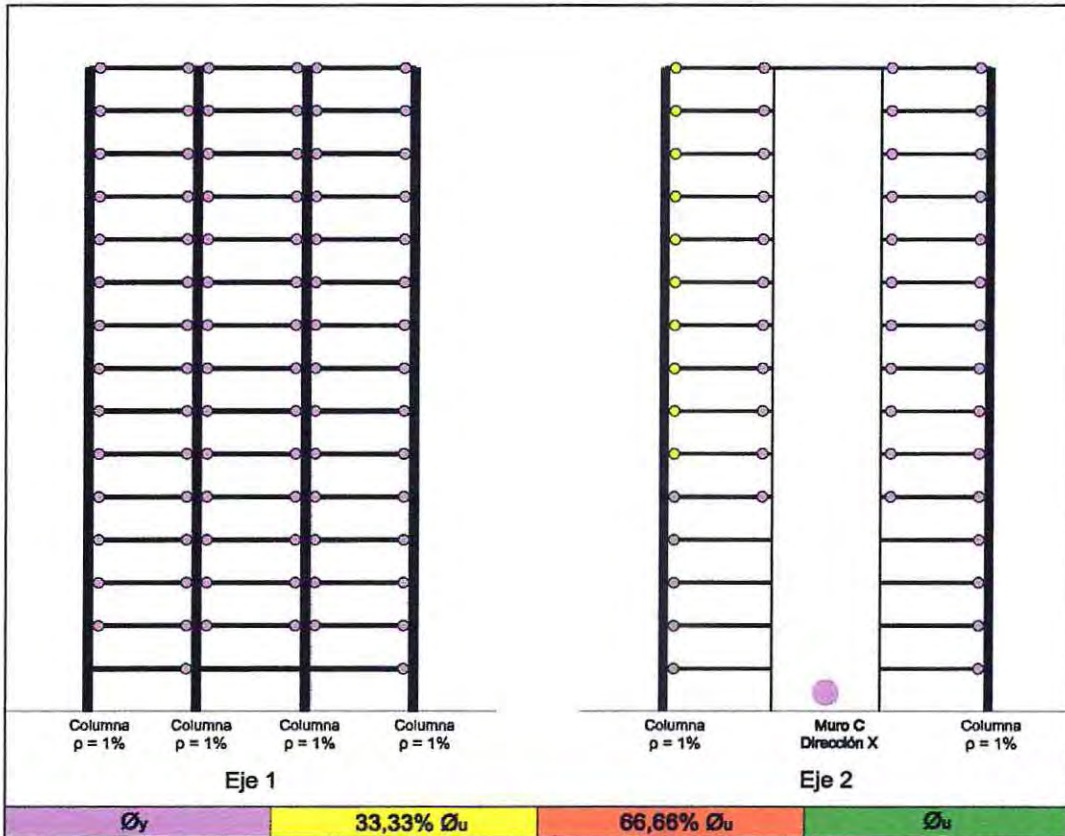


Figura 4.55: Demandas de ductilidad Ejes 1-2, Registro Viña del Mar (S20W)

Estructura mixta

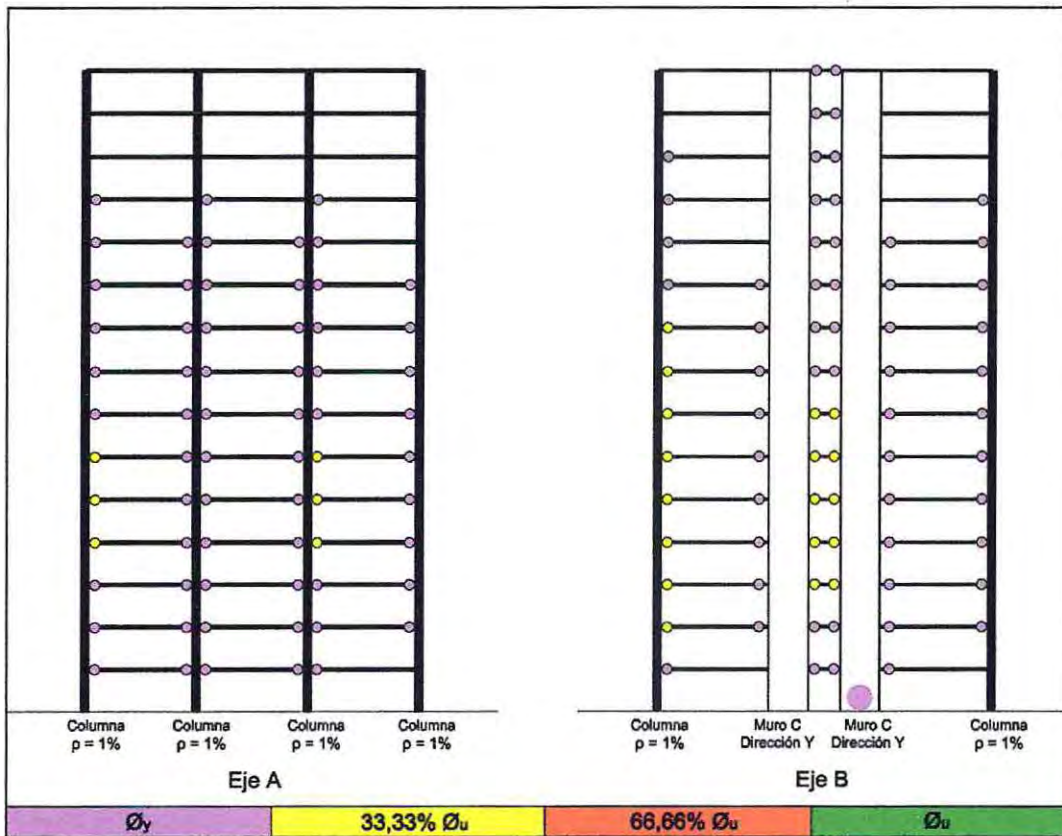


Figura 4.56: Demandas de ductilidad Ejes A-B, Registro Lolloe (N10E)

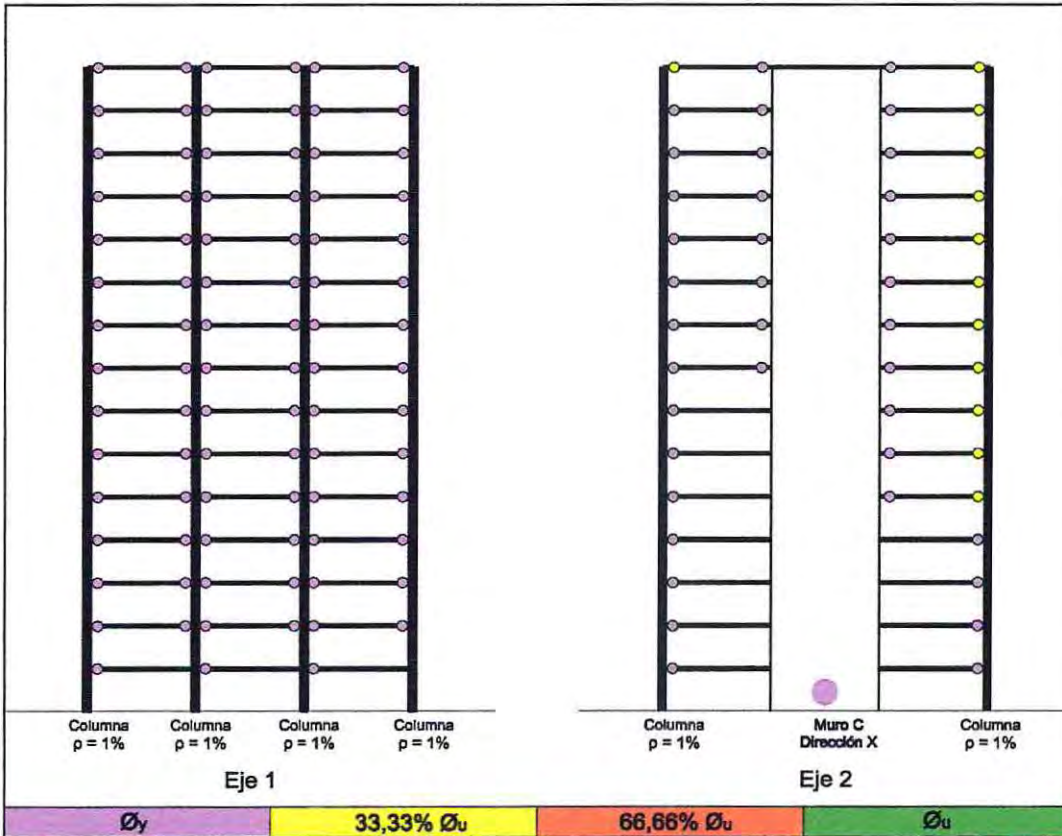


Figura 4.57: Demandas de ductilidad Ejes 1-2, Registro Lolloe (N10E)

Según lo presentado en las figuras anteriores, de la Tabla 4.22 a la 4.25 se resume en porcentaje, el número de rótulas (vigas y columnas) que incursionan en los distintos rangos de demandas de ductilidad detallados; respecto de la curvatura de fluencia (\emptyset_y) y la curvatura última (\emptyset_u).

Tabla 4.22: Resumen rótulas en vigas, estructura con marcos

Ejes A - B	< \emptyset_y	> \emptyset_y	33.33% \emptyset_u	66.66% \emptyset_u	\emptyset_u
S20W	23%	68%	8%	0%	0%
N10E	13%	47%	40%	0%	0%

Ejes 1 - 2	< \emptyset_y	> \emptyset_y	33.33% \emptyset_u	66.66% \emptyset_u	\emptyset_u
S20W	23%	44%	26%	2%	5%
N10E	11%	37%	32%	12%	8%

Tabla 4.23: Resumen de rótulas en vigas, estructura mixta

Ejes A - B	< \emptyset_y	> \emptyset_y	33.33% \emptyset_u	66.66% \emptyset_u	\emptyset_u
S20W	33%	63%	5%	0%	0%
N10E	26%	65%	9%	0%	0%

Ejes 1 - 2	< \emptyset_y	> \emptyset_y	33.33% \emptyset_u	66.66% \emptyset_u	\emptyset_u
S20W	8%	85%	7%	0%	0%
N10E	9%	83%	8%	0%	0%

Tabla 4.24: Resumen de rótulas en columnas, estructura con marcos

Ejes A - B	< \emptyset_y	> \emptyset_y	33.33% \emptyset_u	66.66% \emptyset_u	\emptyset_u
S20W	100%	0%	0%	0%	0%
N10E	100%	0%	0%	0%	0%

Ejes 1 - 2	< \emptyset_y	> \emptyset_y	33.33% \emptyset_u	66.66% \emptyset_u	\emptyset_u
S20W	100%	0%	0%	0%	0%
N10E	99%	1%	0%	0%	0%

Tabla 4.25: Resumen de rotulas en columnas, estructura mixta

Ejes A - B	< \emptyset_y	> \emptyset_y	33.33% \emptyset_u	66.66% \emptyset_u	\emptyset_u
S20W	100%	0%	0%	0%	0%
N10E	100%	0%	0%	0%	0%

Ejes 1 - 2	< \emptyset_y	> \emptyset_y	33.33% \emptyset_u	66.66% \emptyset_u	\emptyset_u
S20W	100%	0%	0%	0%	0%
N10E	100%	0%	0%	0%	0%

4.7 Corte en Muros y Columnas

En las Figuras 4.58 y 4.59 se presentan las demandas de corte del muro "C" (V_u), producto de los distintos registros sísmicos analizados, en sus diferentes direcciones de análisis; en donde se incluyen además el corte requerido, según lo detallado en el D.S. N°118 y lo considerado anteriormente al Terremoto del 27 de Febrero de 2010.

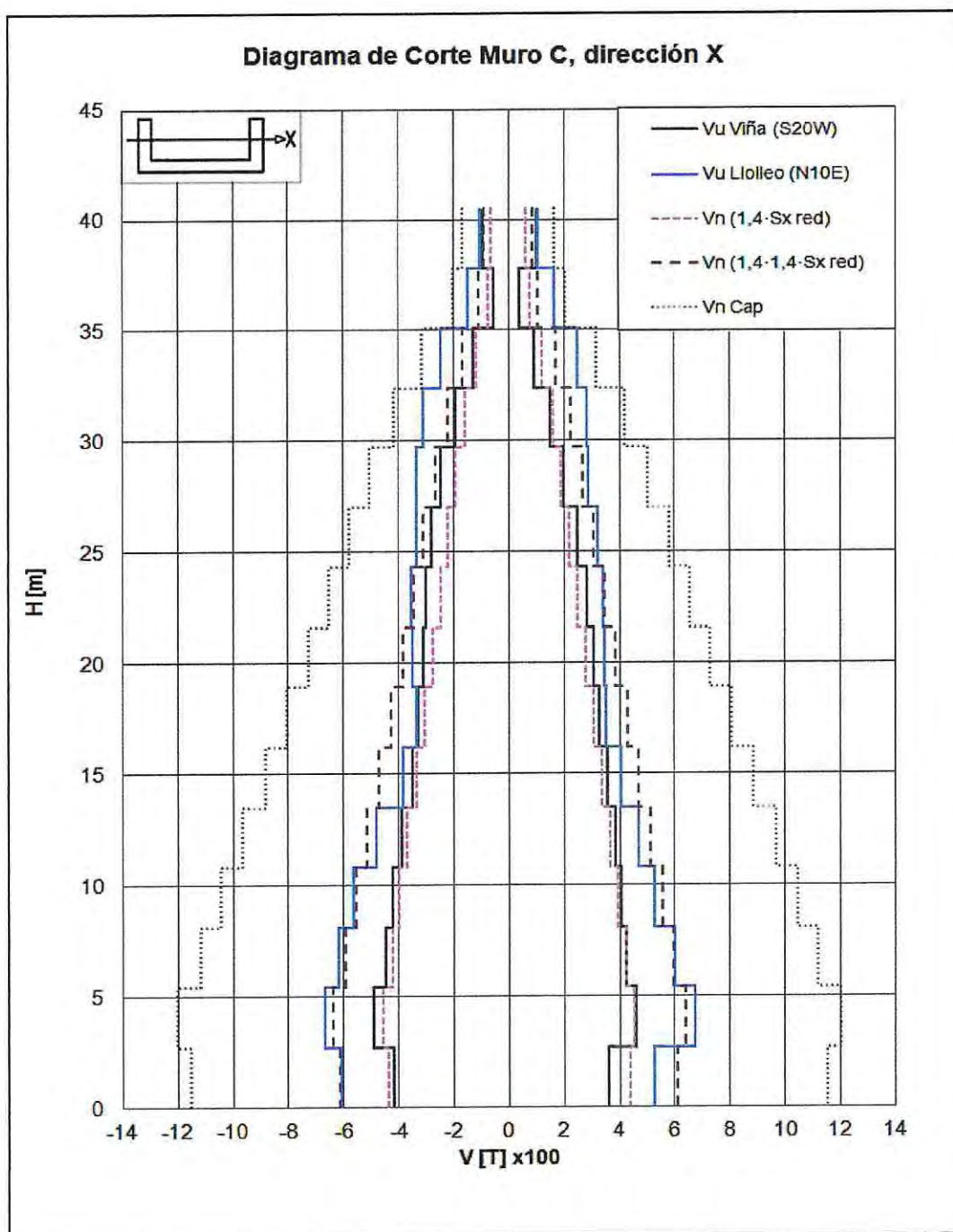


Figura 4.58: Diagramas de corte muro "C", dirección X

donde

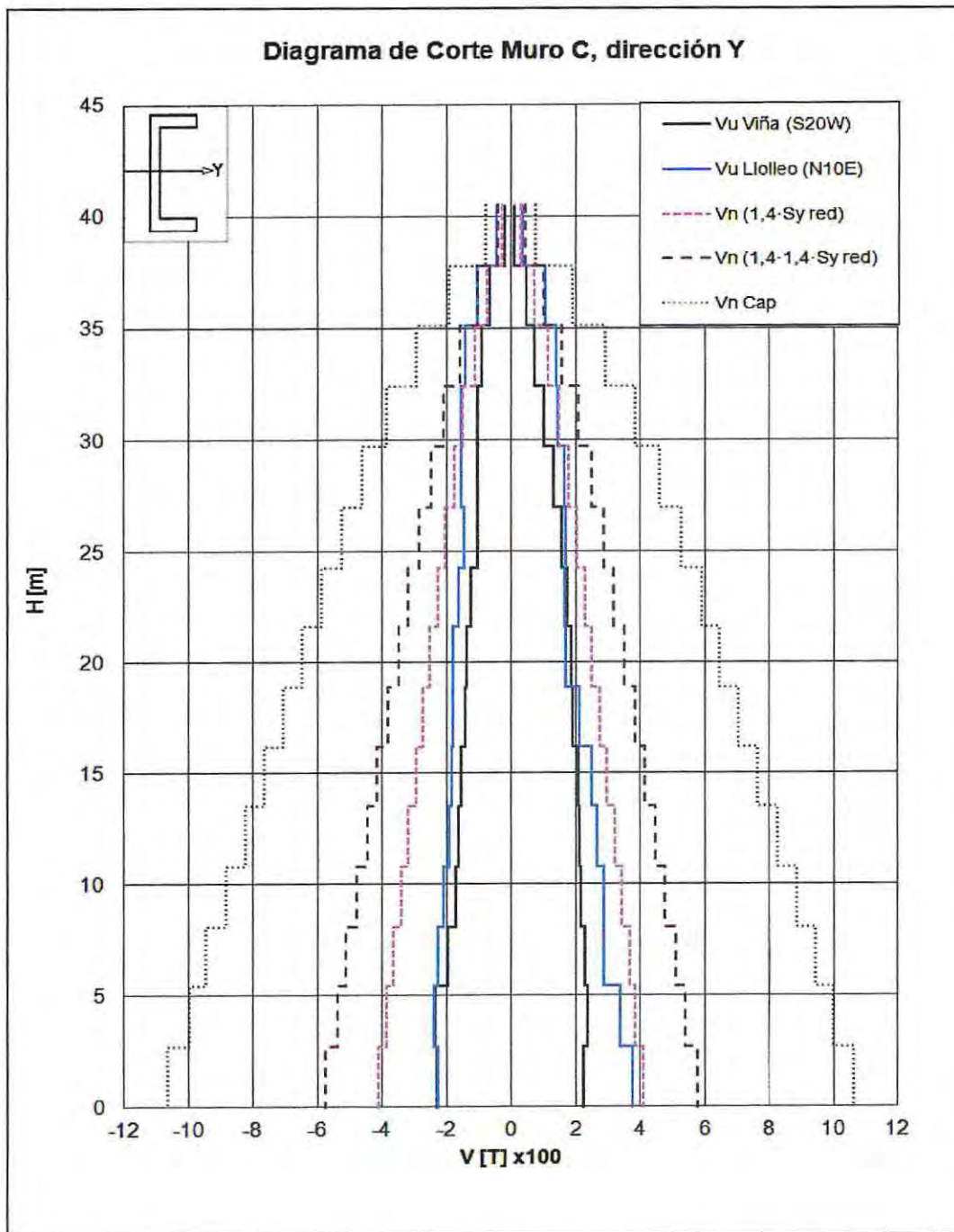
$V_u \text{ Viña (S20W)}$ = Corresponde a la demanda de corte en la dirección X, producto del registro sísmico de Viña del Mar, componente S20W.

$V_u \text{ Lollleo (N10E)}$ = Corresponde a la demanda de corte en la dirección X, producto del registro sísmico de Lollleo, componente N10E.

$V_n(1.4 \cdot S_{x \text{ red}})$ = Corresponde al Corte máximo (V_u) en dirección X, obtenido de las combinaciones de cargas que incluyen E_x , dividido por el factor de reducción $\emptyset = 0.6$; el cual se consideraba válido anterior al Terremoto del 27 de Febrero del 2010.

$V_n(1.4 \cdot 1.4 \cdot S_{x \text{ red}})$ = Corresponde al Corte máximo (V_u) en dirección X, obtenido de las combinaciones de cargas de diseño que incluyen E_x , considerando E_x como 1.4 veces el corte prescrito por el reglamento general adoptado para diseño sísmico vigente, dividido por $\emptyset = 0.6$, el cual se considera como alternativa del Diseño por Capacidad, válido posterior al Terremoto del 27 de Febrero del 2010.

$V_n \text{ Cap}$ = Corresponde al corte requerido (V_u) en dirección X, obtenido del Diseño por Capacidad, dividido por $\emptyset=0.75$; valido posterior al Terremoto del 27 de Febrero del 2010.



donde

$V_u \text{ Viña (S20W)}$ = Corresponde a la demanda de corte en la dirección Y, producto del registro sísmico de Viña del Mar, componente S20W.

$V_u \text{ Llolleo (N10E)}$ = Corresponde a la demanda de corte en la dirección Y, producto del registro sísmico de Llolleo, componente N10E.

$V_n(1,4 \cdot S_{x \text{ red}})$ = Corresponde al Corte máximo (V_u) en dirección Y, obtenido de las combinaciones de cargas que incluyen E_x , dividido por el factor de reducción $\phi = 0.6$; el cual se consideraba válido anterior al Terremoto del 27 de Febrero del 2010.

$V_n(1.4 \cdot 1.4 \cdot S_{x\text{red}})$	=	Corresponde al Corte máximo (V_u) en dirección Y, obtenido de las combinaciones de cargas de diseño que incluyen E_x , considerando E_x como 1.4 veces el corte prescrito por el reglamento general adoptado para diseño sísmico vigente, dividido por $\phi = 0.6$, el cual se considera como alternativa del Diseño por Capacidad, válido posterior al Terremoto del 27 de Febrero del 2010.
$V_{n\text{Cap}}$	=	Corresponde al corte requerido (V_u) en dirección Y, obtenido del Diseño por Capacidad, dividido por $\phi=0.75$; valido posterior al Terremoto del 27 de Febrero del 2010.

Según las graficas anteriores, se puede apreciar que las mayores demandas de corte, en las dos direcciones de análisis del Muro C, provienen del registro sísmico de Lolloo (N10E).

En cuanto a las capacidades nominales de diseño, se puede apreciar que el diseño por capacidad del muro "C", satisface la totalidad de las demandas de corte proveniente de ambos registros sísmicos considerados, con amplia sobrerresistencia.

La capacidad de corte especificada en el D.S. N°118 ($V_n (1,4 \cdot 1,4 \cdot S_{\text{red}})$) se ve superado en los pisos superiores e inferiores por las demandas de corte provenientes del registro sísmico de Lolloo (N10E); en cuanto a las demandas de corte provenientes del registro sísmico de Viña del Mar (S20W), sólo supera a la capacidad de corte considerada en los pisos superiores de la estructura analizada.

La capacidad de corte considerada por las normativas anteriores al Terremoto del 27 de Febrero del 2010 ($V_n (1,4 S_{\text{red}})$) se ve superada por las demandas de corte de ambos registros sísmicos en la dirección X del muro; en cambio, para la dirección Y, sólo se ve superado en los pisos superiores por las demandas de corte provenientes del registro sísmico de Lolloo (N10E); sin embargo, existen limitaciones de cuantía que previenen esta situación.

En las Tablas 4.26 y 4.27 se presentan los valores del corte de diseño (V_e) de las diferentes columnas de las estructuras analizadas, el cual fue determinado

mediante diseño por capacidad de los elementos; además se incluyen las demandas de corte producto de los distintos registros sísmicos analizados.

Tabla 4.26: Esfuerzos de corte en columnas, estructura con marcos.

Eje	Columna Tipo	V_e Diseño [T]	V_u [T] Registro Viña del Mar (S20W)	V_u [T] Registro Lolleo (N10E)
1	017	123,46	41,66	53,91
	021	154,65	58,89	69,60
2	018	160,88	41,93	54,85
	022	195,52	58,56	69,28
A	017	123,49	40,28	50,38
	018	171,52	57,84	67,28
B	021	143,82	43,10	53,07
	022	195,57	58,27	70,05

Tabla 4.27: Esfuerzos de corte en columnas, estructura mixta.

Eje	Columna Tipo	V_e Diseño [T]	V_u [T] Registro Viña del Mar (S20W)	V_u [T] Registro Lolleo (N10E)
1	158	113,89	34,40	41,74
	162	121,74	39,97	47,52
2	159	110,13	34,38	41,28
A	158	114,33	19,99	32,16
	159	115,28	25,54	38,36
B	162	115,17	40,64	43,96

Según las tablas anteriores, la capacidad de diseño determinada para las diferentes columnas de las estructuras analizadas, cumple con las demandas requeridas producto de los diferentes registros sísmicos evaluados.

CONCLUSIONES

Tomando en cuenta la frecuencia de eventos sísmicos que afectan a nuestro país, la tendencia de disminuir y/o eliminar secciones de muros en plantas de estructuras (requiriendo luces libres cada vez mayores), y que las construcciones estructuradas con marcos cada vez se incrementa; se hace muy importante dotar de una adecuada ductilidad a las estructuras, a través de una correcta estructuración y un adecuado diseño de elementos resistentes, a fin de que cumplan satisfactoriamente con las probables demandas que los sismos les impongan.

Al comparar las envolventes de desplazamientos absolutos de las estructuras, producto de los diferentes registros sísmicos analizados, se observa que en la estructura con marcos se alcanzan los máximos valores, no sobrepasando el 0,61% de la altura total del edificio, lo que equivale a 0,24 [m]. En cambio, en la estructura mixta, los mayores desplazamientos laterales no sobrepasan al 0,51% de la altura total, lo que equivale a 0,20 [m].

Cabe mencionar que las diferencias entre los desplazamientos absolutos de ambas estructuras, para una misma dirección de análisis, y considerando un mismo registro sísmico, no son significantes; ya que la diferencia máxima alcanzada es de 3,8 [cm].

En el caso del registro sísmico de Viña del Mar, las demandas de ductilidad y desplazamientos de ambas estructuras, resultan similares. Esto sugiere que la respuesta de ambos casos está muy cercana al rango elástico.

No obstante al evaluar los desplazamientos relativos de entrepiso de ambas estructuras, se observa que en la estructura mixta, estos siempre son menores, alcanzando un máximo de 0,81% de la altura de entrepiso, cuando se analiza la dirección Y, lo que ocurre el quinto nivel de la estructura, y es equivalente a 2,19 [cm]. En cambio para la estructura con marcos, en la misma dirección de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso alcanza un 1,17% de la altura de entrepiso, ocurrida esta en quinto nivel de la estructura, lo que equivale a 3,16 [cm], siendo 1,44 veces al desplazamiento de la estructura mixta. Sin embargo, al comparar los desplazamientos relativos de entrepiso en la otra dirección de análisis, que es en donde se encuentra la mayor sección de

muro, la estructura mixta alcanza un valor máximo de 0,67% de la altura de entrepiso, ocurriendo ésta en decimo primer nivel de la estructura, lo que equivale a 1,8 [cm]; en cambio para la estructura con marcos, el máximo valor alcanzado corresponde a un 1,2% de la altura de entrepiso, teniendo cabida en tercer nivel de la estructura, lo que equivale a 3,24 [cm]; que es prácticamente el doble, tomando en cuenta que es el mismo registro sísmico analizado (Llolleo (N10E)).

Según lo anterior, los desplazamientos relativos de entrepiso cobran mayor importancia que los desplazamientos laterales absolutos alcanzados, debido a que son estos los que generan mayores demandas y daños en las estructuras.

En cuanto a las demandas de ductilidad de curvatura de los elementos resistentes que componen a los edificios; si bien sus valores máximos son similares, se destaca que el introducir el núcleo central de muros en la estructura con marcos, provocó una disminución considerable respecto al porcentaje de rótulas que experimentan una gran incursión en el rango no lineal.

Las vigas del edificio con estructuración mixta tienen menos armadura, esto provoca elementos más dúctiles debido que la cuantía está muy alejada de la cuantía balanceada. En cambio en la estructuración con marcos, donde las vigas tienen mucha más armadura, la ductilidad se reduce considerablemente.

De acuerdo al punto anterior, y basado en los resultados de este estudio, es necesario diseñar las estructuras con marcos de acuerdo a las disposiciones de marcos especiales del ACI 318-08. En este caso, para una estructuración mixta, considerando la dirección X (donde se encuentra la mayor cantidad de muro), basta con cumplir las disposiciones para marcos intermedios.

Respecto a las demandas de corte en el muro "C" de la estructura mixta, producto de ambos registros sísmicos analizados, se pudo concluir que la dirección con mayores demandas, corresponde a la dirección larga del muro (dirección X), en donde las solicitaciones resultantes superan hasta en un 201% a los valores de diseño (registro sísmico de Llolleo (N10E)), si se considera lo especificado antes del terremoto del 27 de Febrero del 2010 ($V_n (1,4 \cdot S_{red})$).

Al considerar la capacidad de corte detallada en el D.S. N° 118 ($V_n (1,4 \cdot 1,4 \cdot S_{red})$), las solicitaciones resultantes son mucho más parecidas a los valores de diseño, pero de igual forma existen demandas que las superan hasta en un 145%.

En cuanto a las capacidades nominales de diseño, producto del diseño por capacidad, se puede concluir que satisfacen la totalidad de las demandas de corte proveniente de ambos registros sísmicos estudiados; por lo que resulta muy importante esta consideración para el diseño de los elementos resistentes de las estructuras.

Es importante destacar que la sola inclusión de un núcleo de muro no es por sí sola la solución a las demandas no lineales, la rigidez relativa entre los marcos y el núcleo es un parámetro relevante.

Los mejores resultados de este trabajo se obtuvieron para la dirección X, en donde la rigidez lateral elástica del sistema mixto es 1,22 veces más que la del sistema de marcos. En cambio, los resultados en la dirección Y no fueron tan buenos como en X, ya que en este caso, la rigidez lateral elástica del sistema mixto es sólo 0,67 veces mayor a la del sistema de marcos.

BIBLIOGRAFÍA

Ministerio de Vivienda y Urbanismo (Noviembre 2010). "Decreto Supremo N°117, Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios, Noviembre 2010".

Ministerio de Vivienda y Urbanismo (Noviembre 2010). "Decreto Supremo N°118, Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga decreto N°395 exento, de 2008.

ACI Committee 318. "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318S-08)".

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh433 Of.96 Mod.2009, Diseño Sísmico de Edificios".

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh430 Of.2008, Hormigón Armado – Requisitos de diseño y cálculo".

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh1537 Of.2009, Diseño Estructural – Cargas permanente y cargas de uso".

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh3171 Of.2010, Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga".

Paulay T., Priestley N. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons Inc. 1992"

Park R., and Fenwick R. "Summary of Seismic Design Provisions for Reinforced Concrete Buildings in New Zealand"

ANEXOS

Anexo 1

En la Figura A1 se detalla la ubicación de los diferentes elementos resistentes pertenecientes a los ejes 1 y 2 de la estructura con marcos

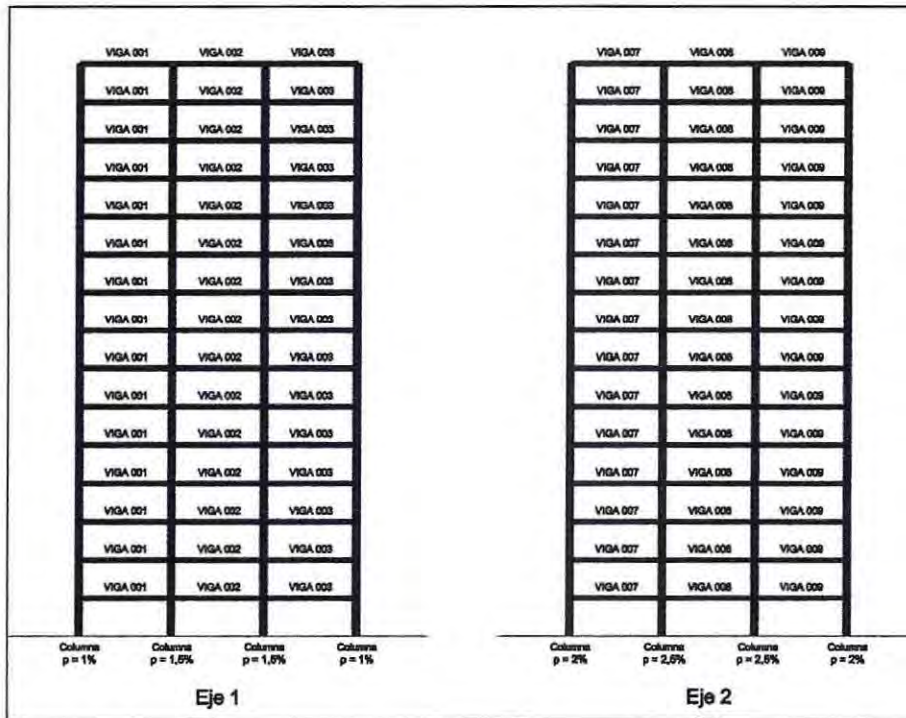


Figura A1: Distribución de elementos Ejes 1 y 2, estructura con marcos

Desde la Figura A2 hasta la Figura A21 se presentan los diferentes diagramas momento - curvatura de los elementos resistentes que componen los ejes 1 y 2 de la estructura con marcos, junto a su idealización; además se incluye el comportamiento histerético de estos elementos frente a los diferentes registros sísmicos analizados.

Eje 1 – Estructura con marcos

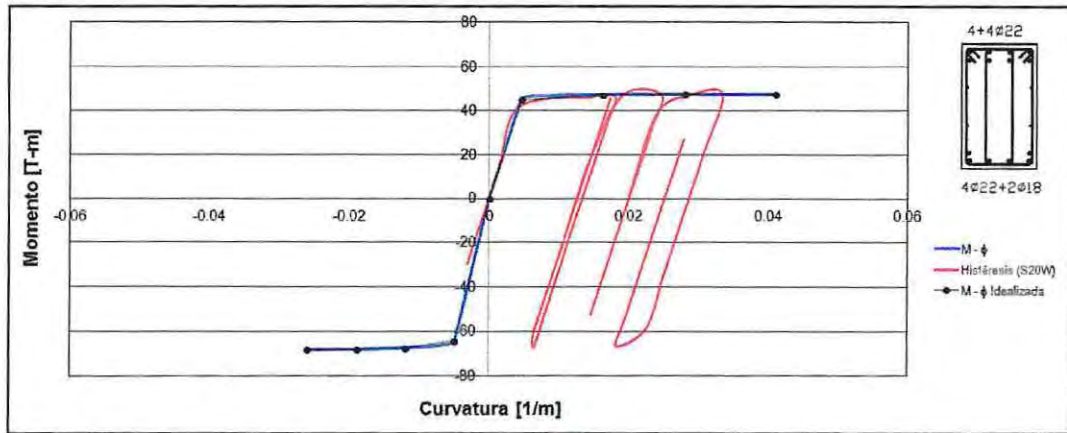


Figura A2: Curva de histéresis viga 001 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

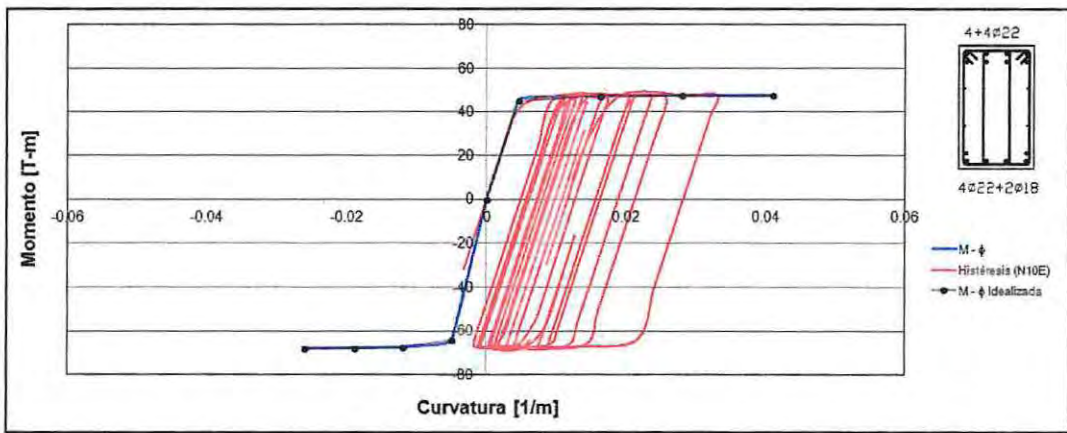


Figura A3: Curva de histéresis viga 001 borde, Registro Lolloe (N10E)

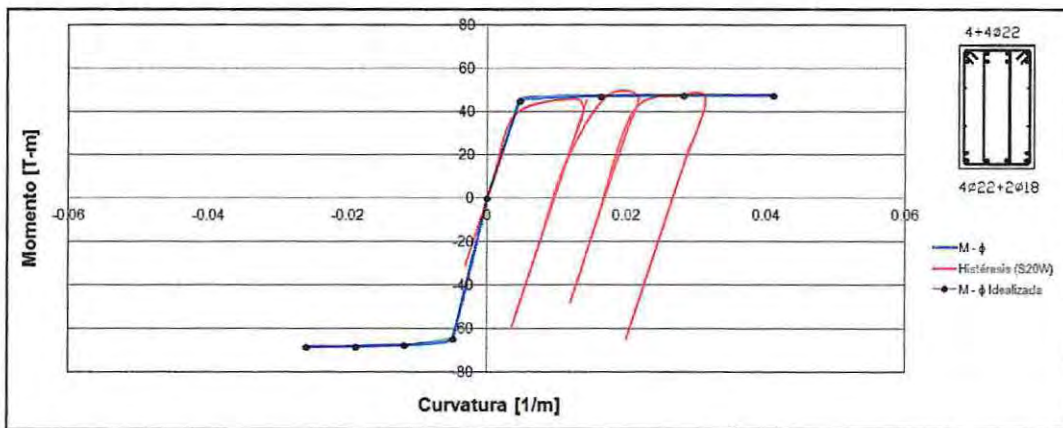


Figura A4: Curva de histéresis viga 001 interior, Registro Viña del Mar (S20W)

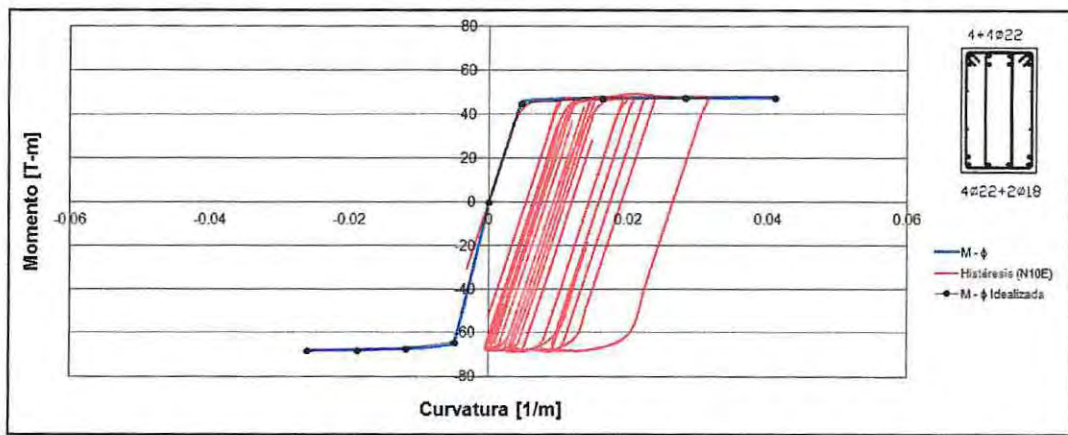


Figura A5: Curva de histéresis viga 001 interior, Registro Lolloe (N10E)

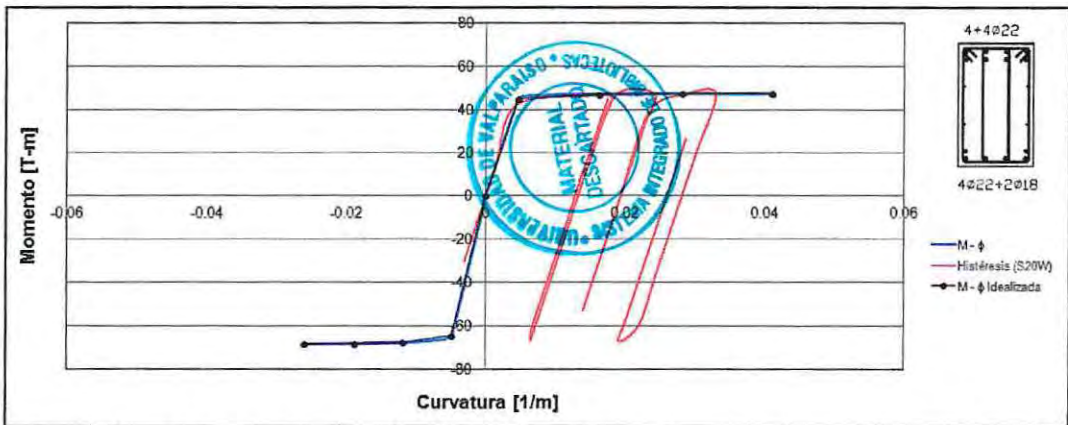


Figura A6: Curva de histéresis viga 002, Registro Viña del Mar (S20W)

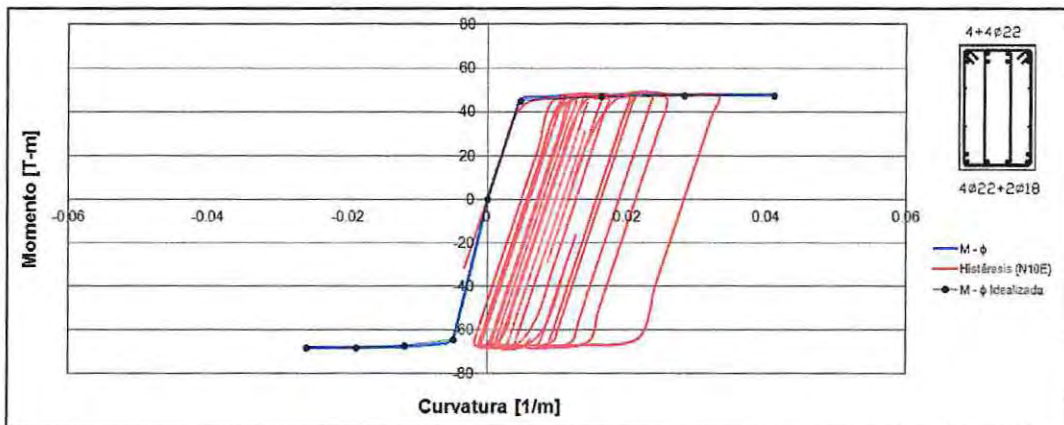


Figura A7: Curva de histéresis viga 002, Registro Lolloe (N10E)

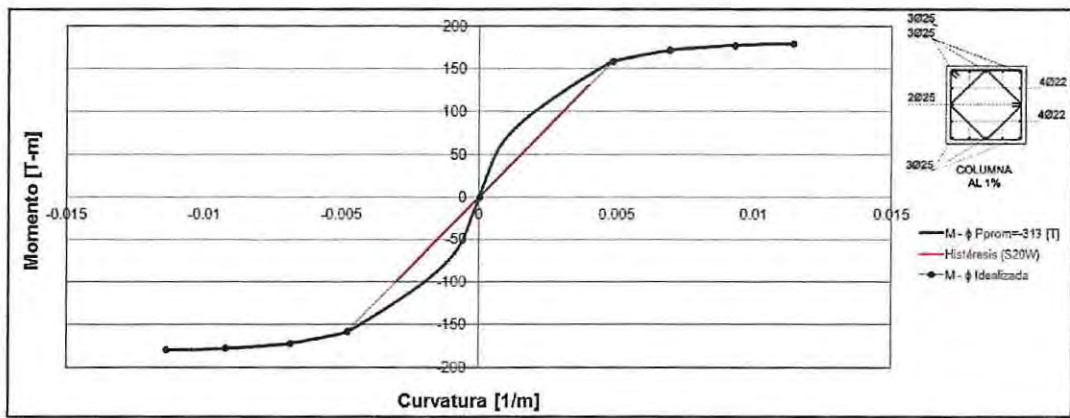


Figura A8: curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

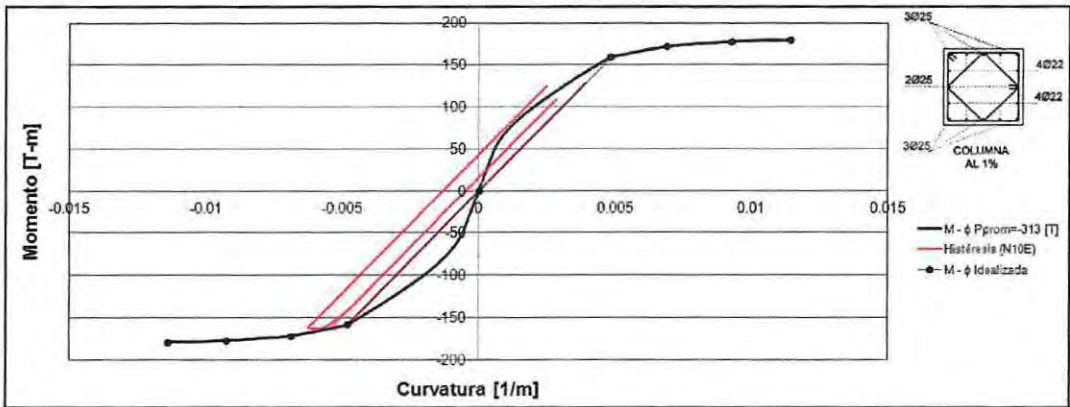


Figura A9: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolleo (N10E)

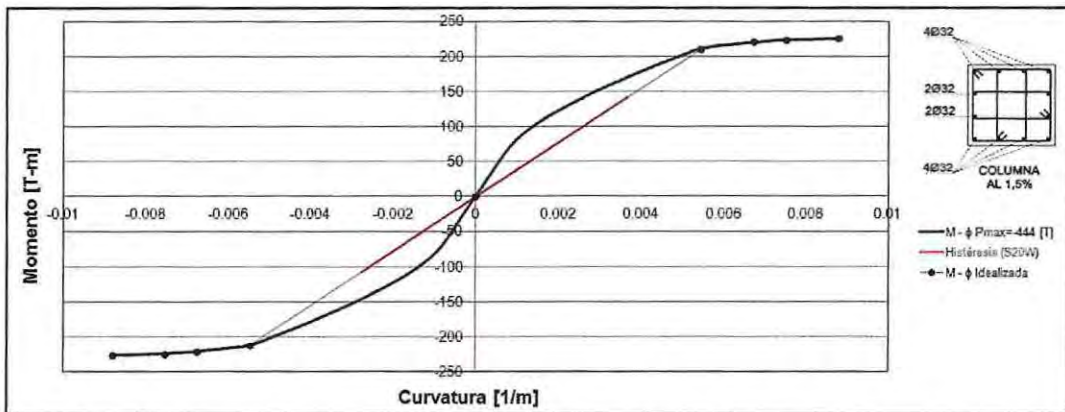


Figura A10: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 1,5\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

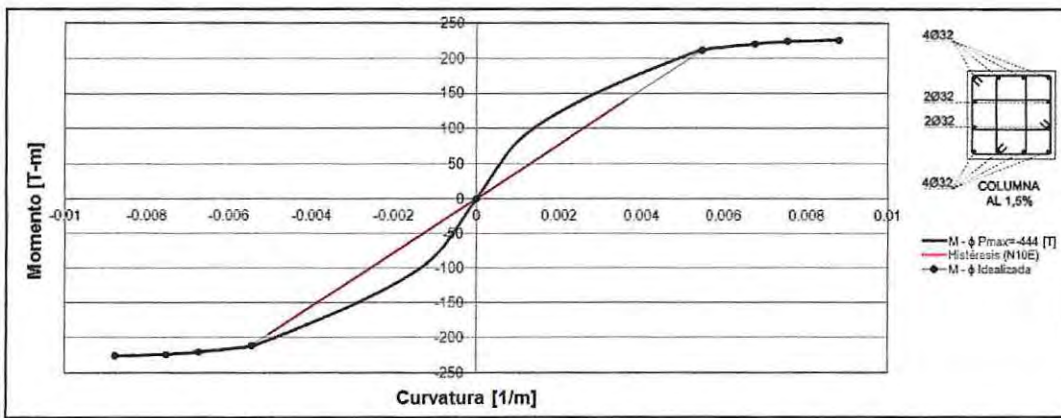


Figura A11: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 1,5\%$, Registro Lolleo (N10E)

Eje 2 – Estructura con marcos

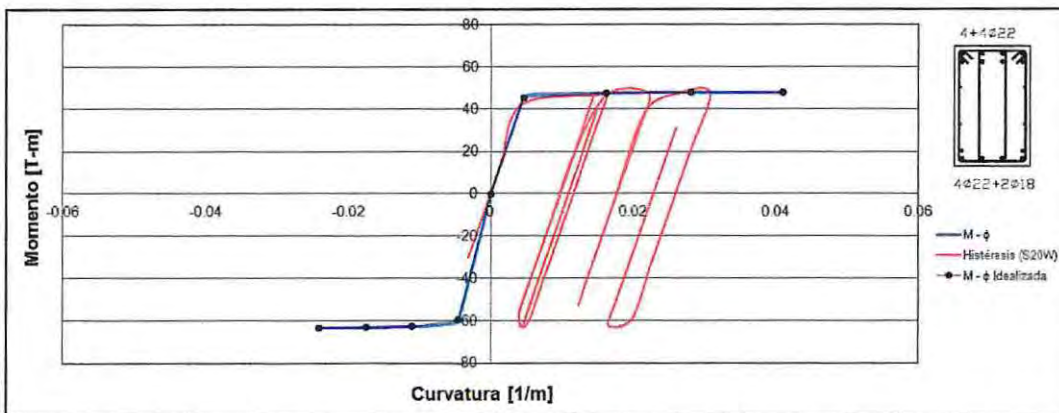


Figura A12: Curva de histéresis viga 007 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

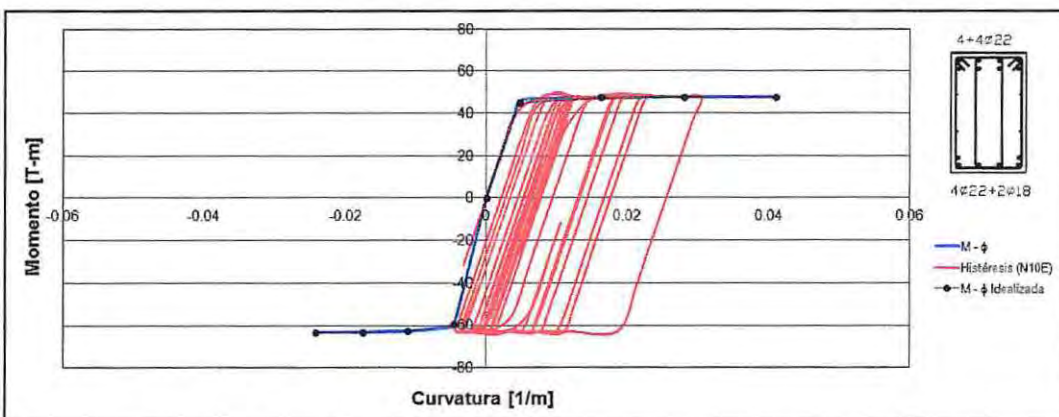


Figura A13: Curva de histéresis viga 007 borde, Registro Lolleo (N10E)

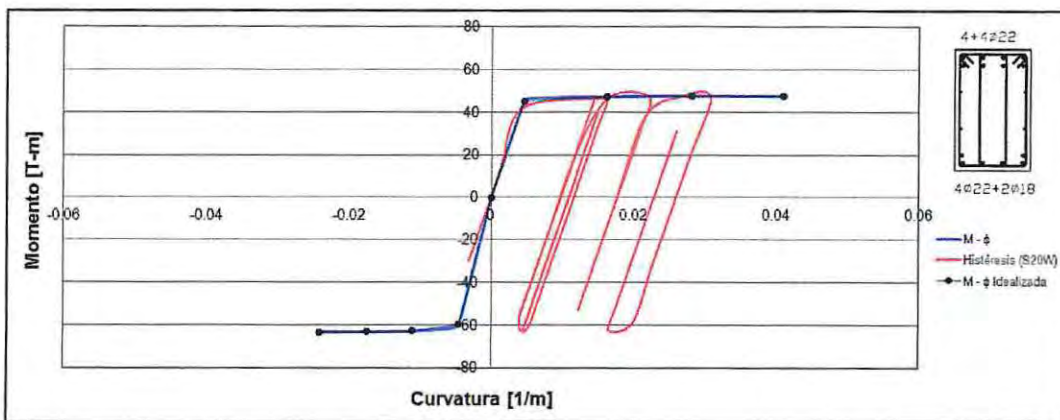


Figura A14: Curva de histéresis viga 007 interior, Registro Viña del Mar (S20W)

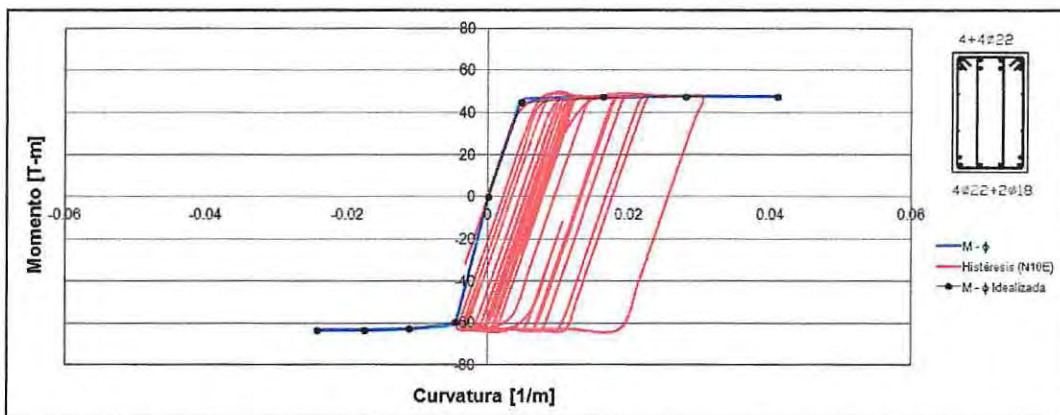


Figura A15: Curva de histéresis viga 007 interior, Registro Lolleo (N10E)

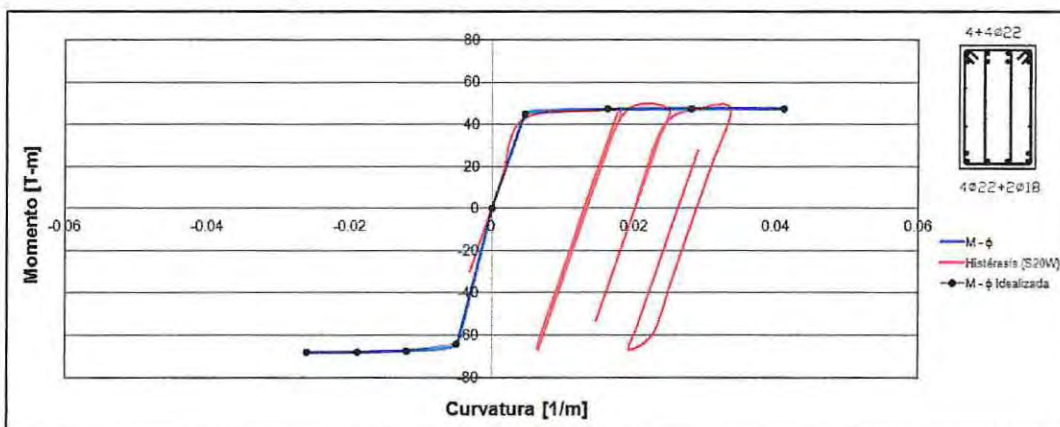


Figura A16: Curva de histéresis viga 008, Registro Viña del Mar (S20W)

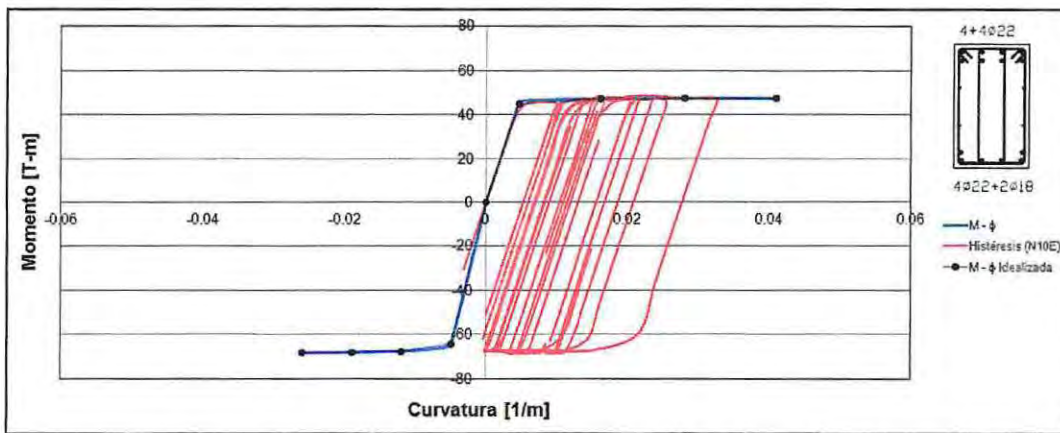


Figura A17: Curva de histéresis viga 008, Registro Lolleo (N10E)

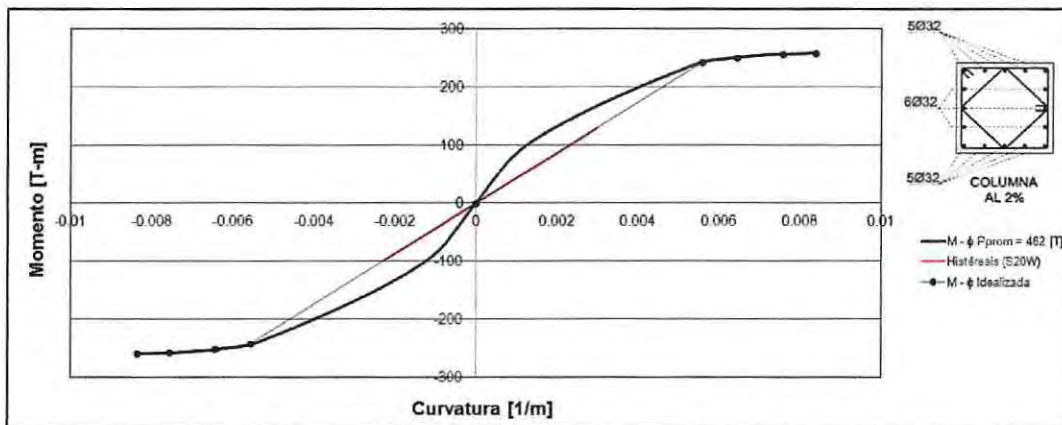


Figura A18: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 2\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

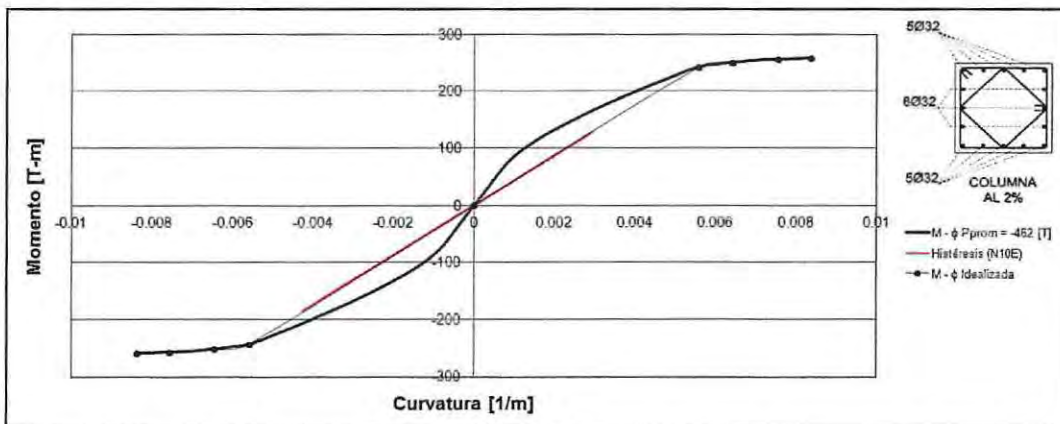


Figura A19: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 2\%$ Registro Lolleo (N10E)

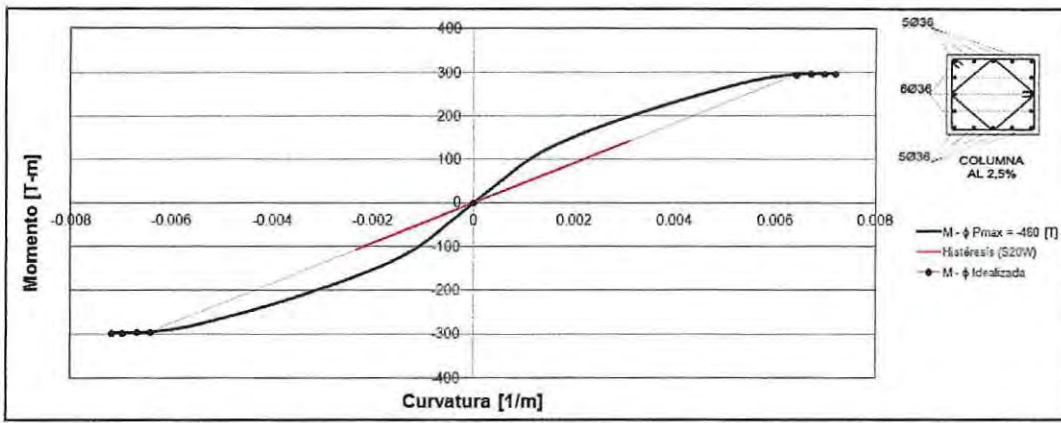


Figura A20: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 2,5\%$
Registro Viña del Mar (S20W)

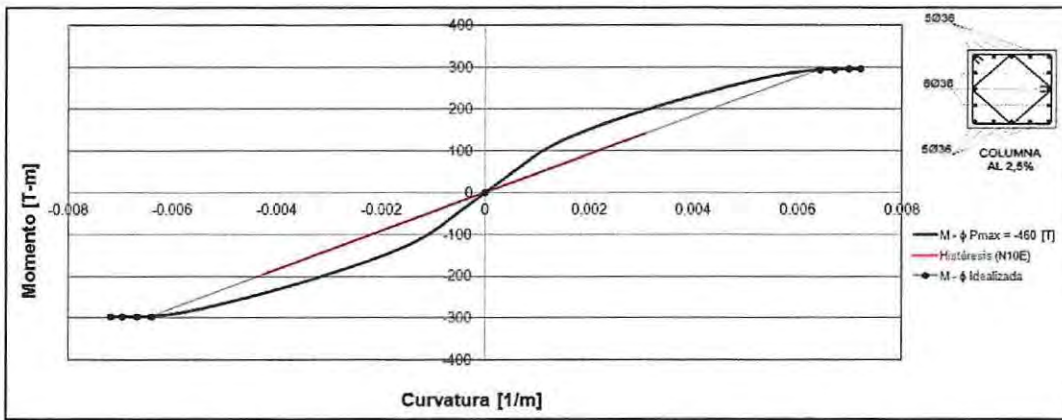


Figura A21: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 2,5\%$,
Registro Lolleo (N10E)

En la Figura A22 se detalla la ubicación de los diferentes elementos resistentes pertenecientes a los ejes A y B de la estructura con marcos.

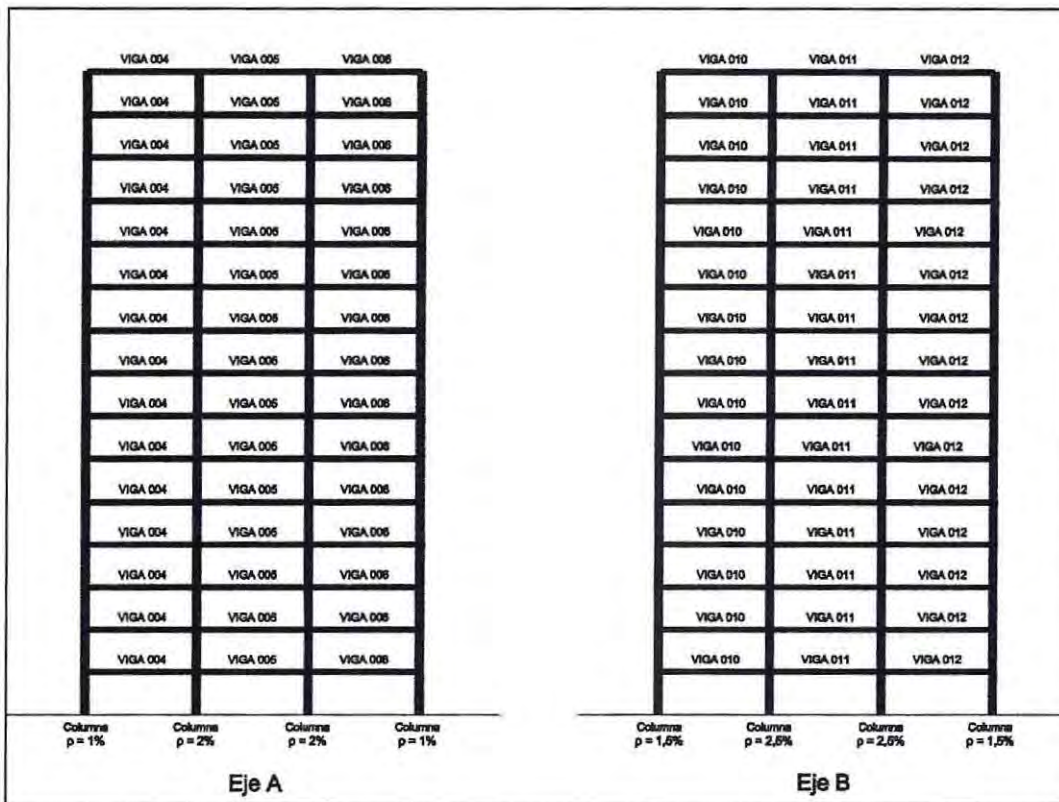


Figura A22: Distribución de elementos Ejes A y B, estructura con marcos

Análogamente, desde la Figura A23 hasta la Figura A42 se presentan los diferentes diagramas momento – curvatura de los elementos resistentes, en la otra dirección de análisis, los cuales corresponden a los ejes A y B de la estructura con marcos; además se incluye su idealización y el comportamiento histerético de estos elementos frente a los diferentes registros sísmicos analizados.

Eje A – Estructura con marcos

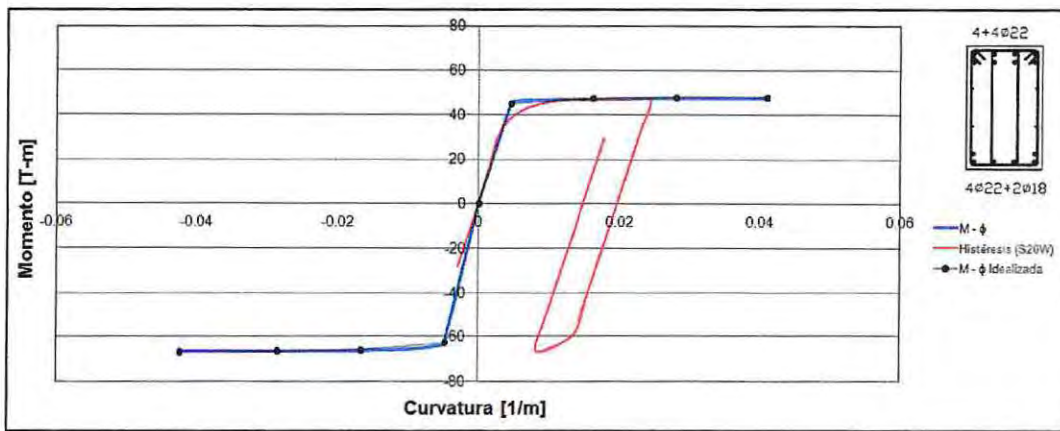


Figura A23: Curva de histéresis viga 004 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

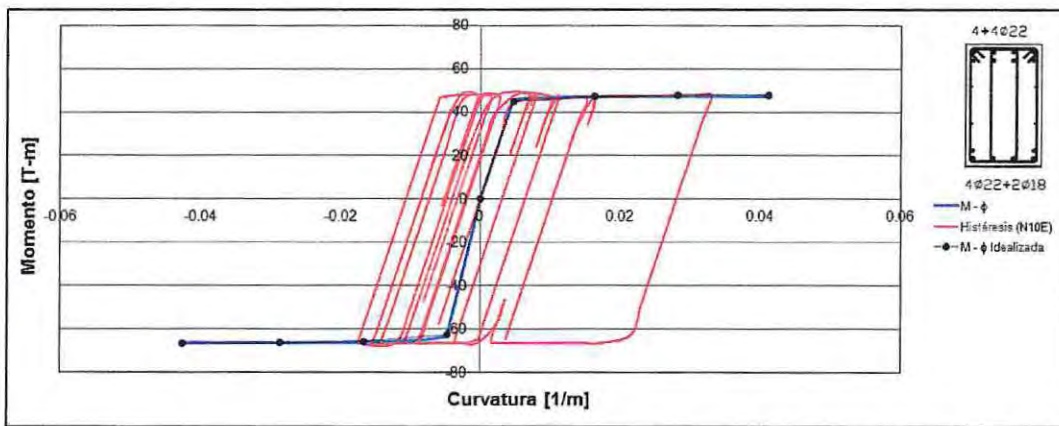


Figura A24: Curva de histéresis viga 004 borde, Registro Lolleo (N10E)

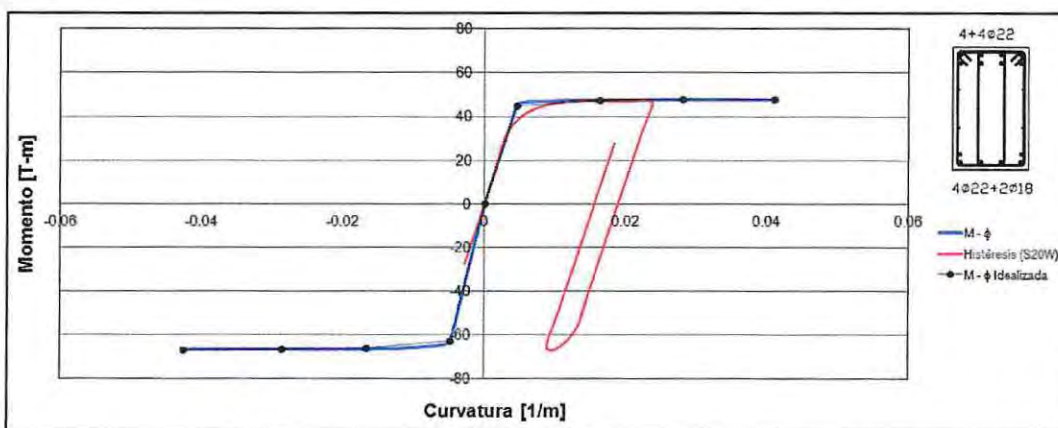


Figura A25: Curva de histéresis viga 004 interior, Registro Viña del Mar (S20W)

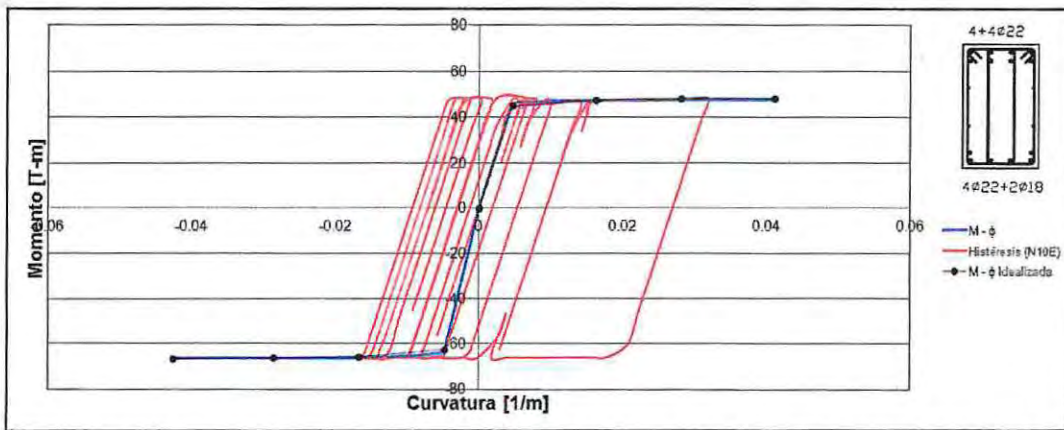


Figura A26: Curva de histéresis viga 004 interior, Registro Lolleo (N10E)

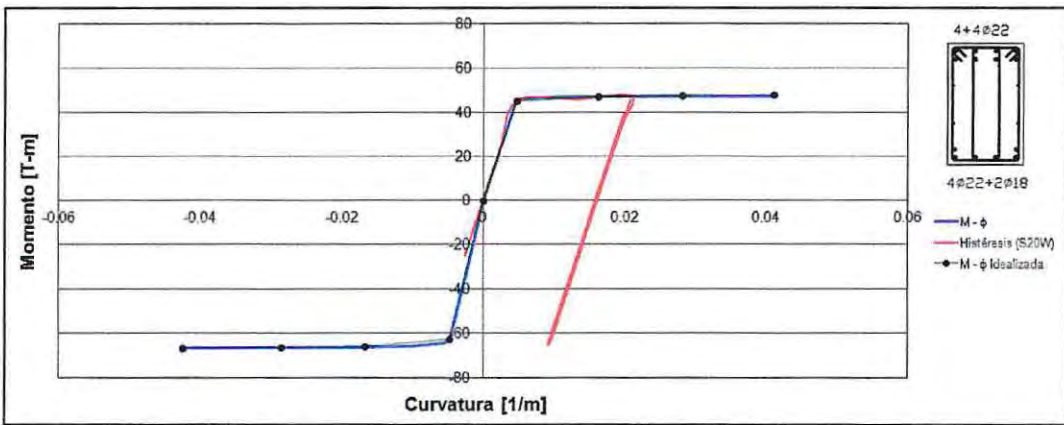


Figura A27: Curva de histéresis viga 005, Registro Viña del Mar (S20W)

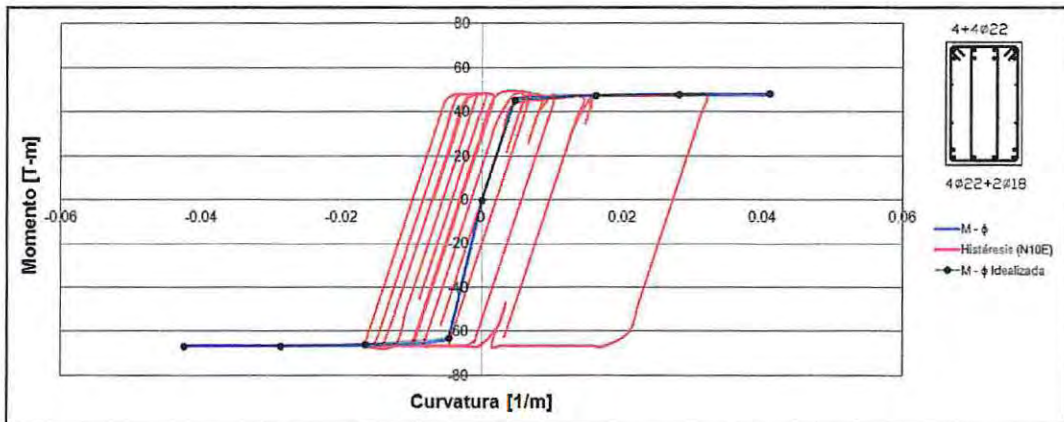


Figura A28: Curva de histéresis viga 005, Registro Lolleo (N10E)

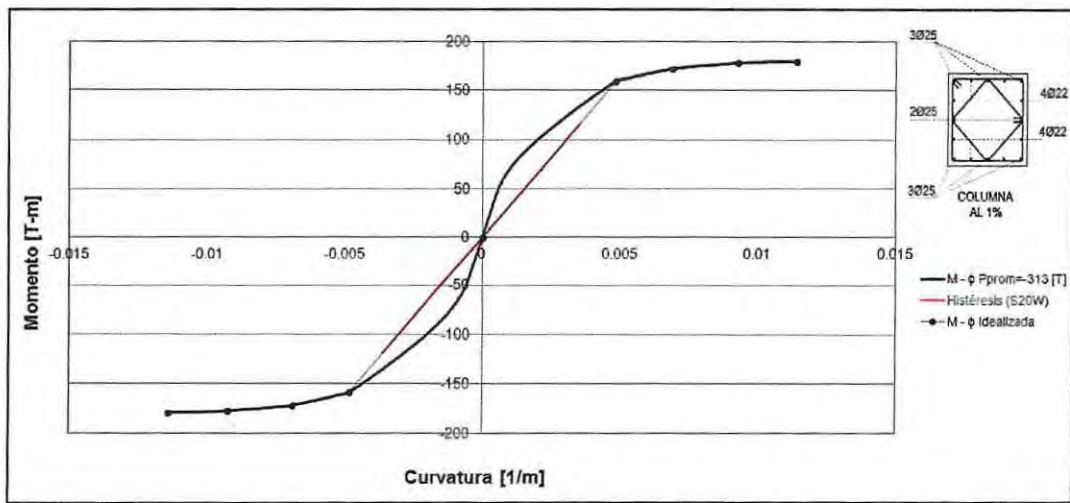


Figura A29: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

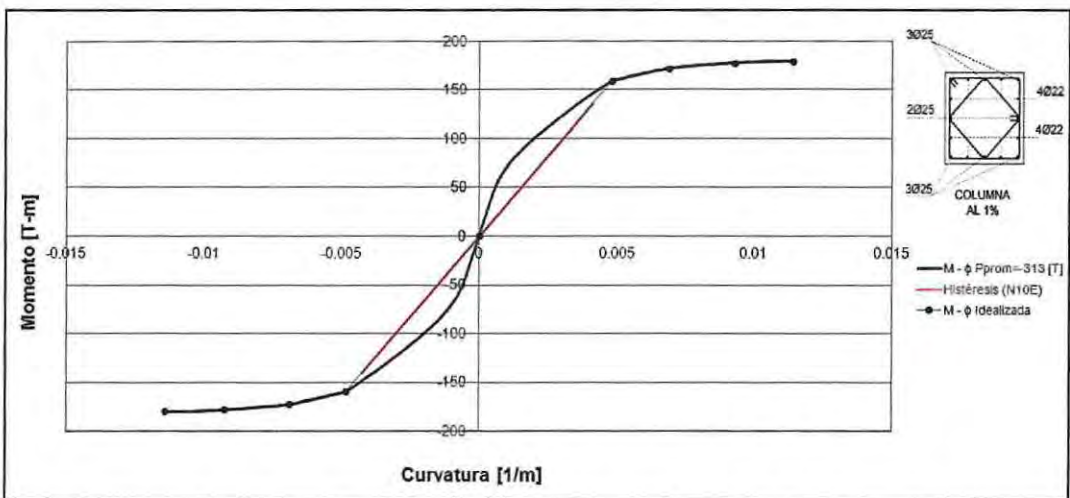


Figura A30: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$ Registro Lolleo (N10E)

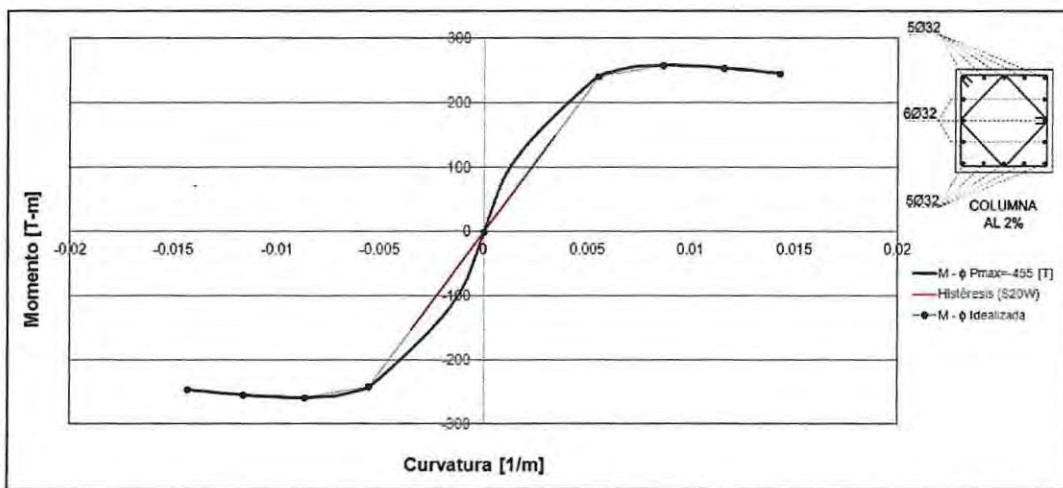


Figura A31: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 2\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

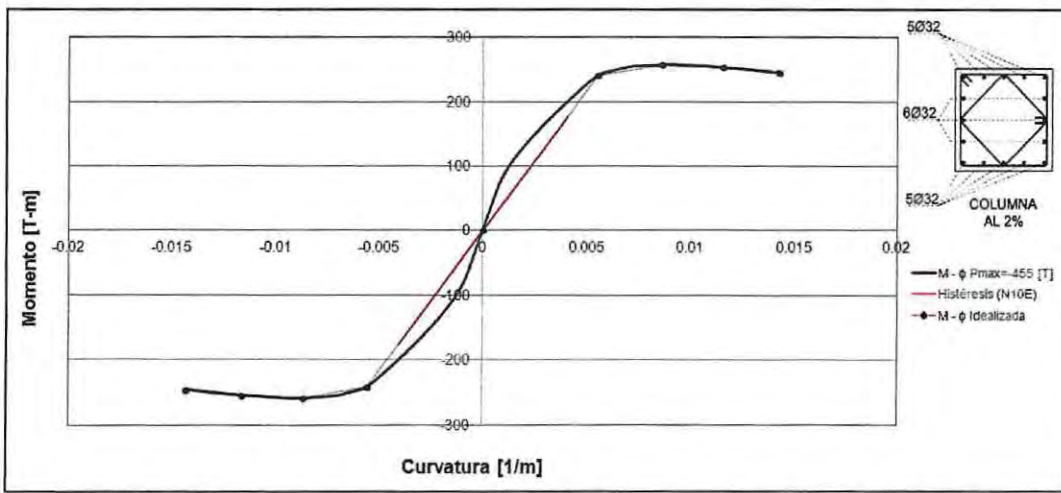


Figura A32: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 2\%$, Registro Lolloe (N10E)

Eje B – Estructura con marcos

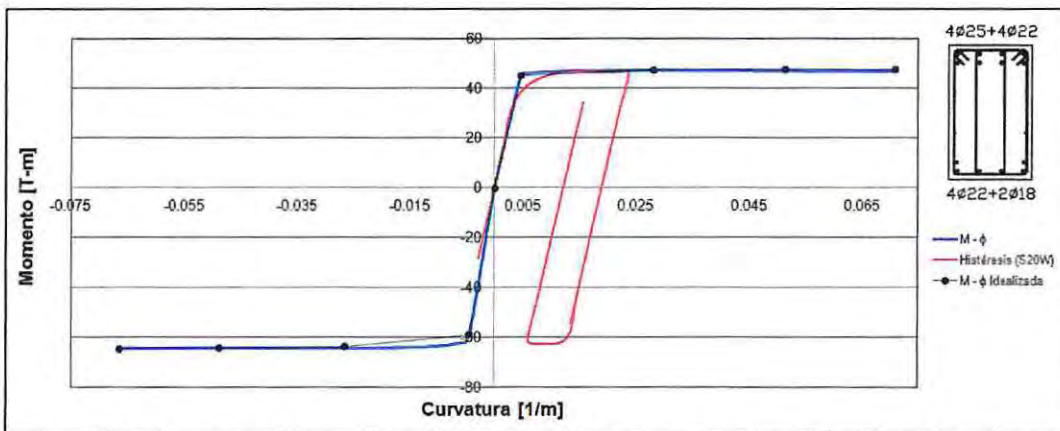


Figura A33: Curva de histéresis viga 010 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

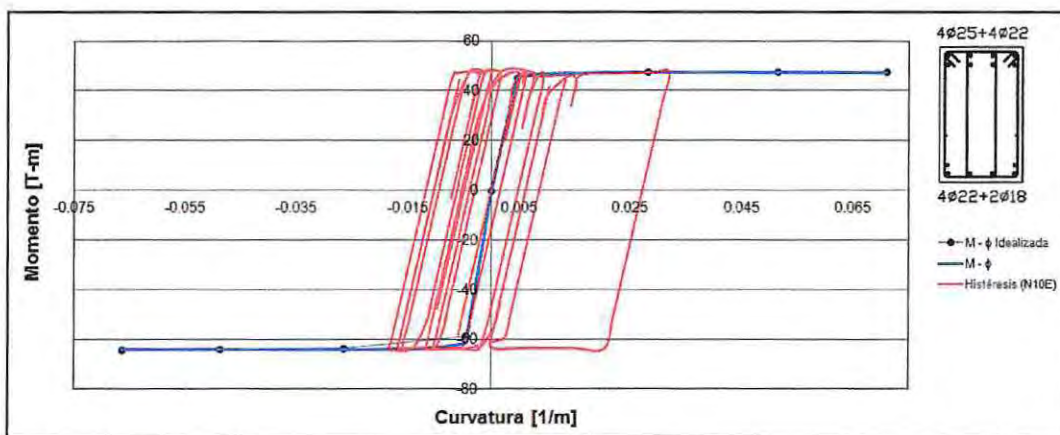


Figura A34: Curva de histéresis viga 010 borde, Registro Lolloe (N10E)

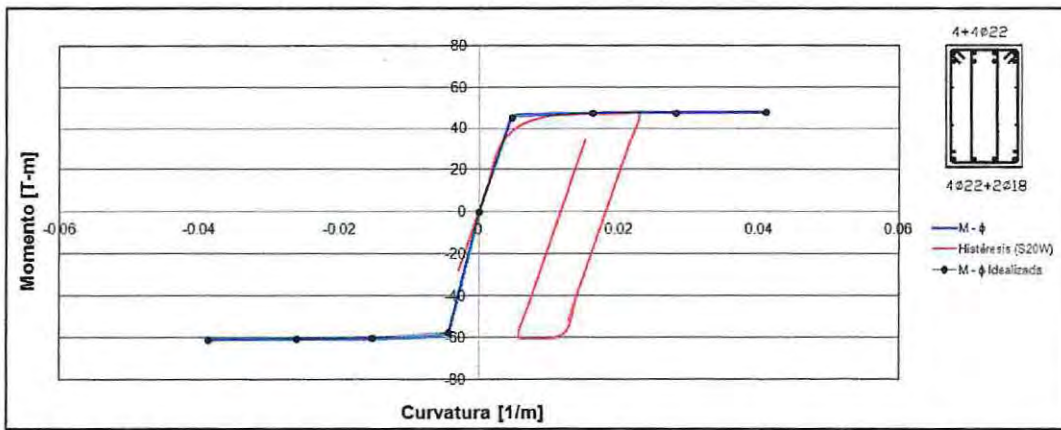


Figura A35: Curva de histéresis viga 010 interior, Registro Viña del Mar (S20W)

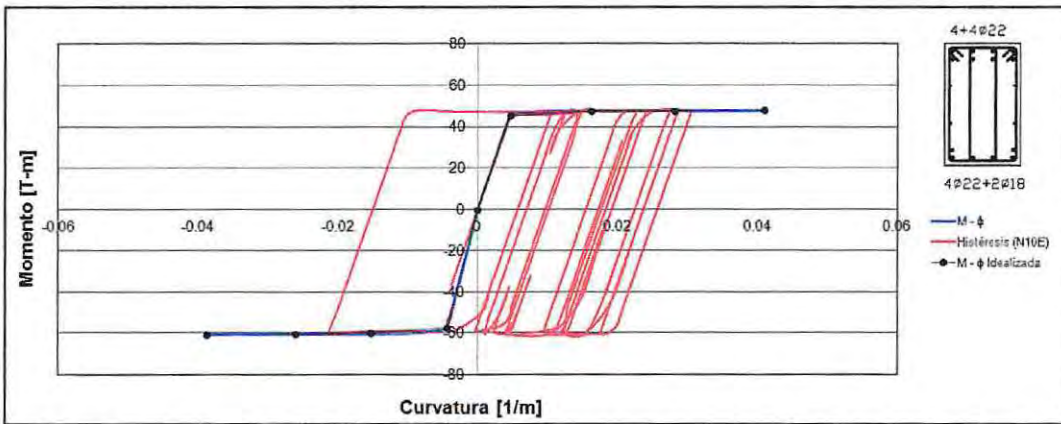


Figura A36: Curva de histéresis viga 010 interior, Registro Lolloe (N10E)

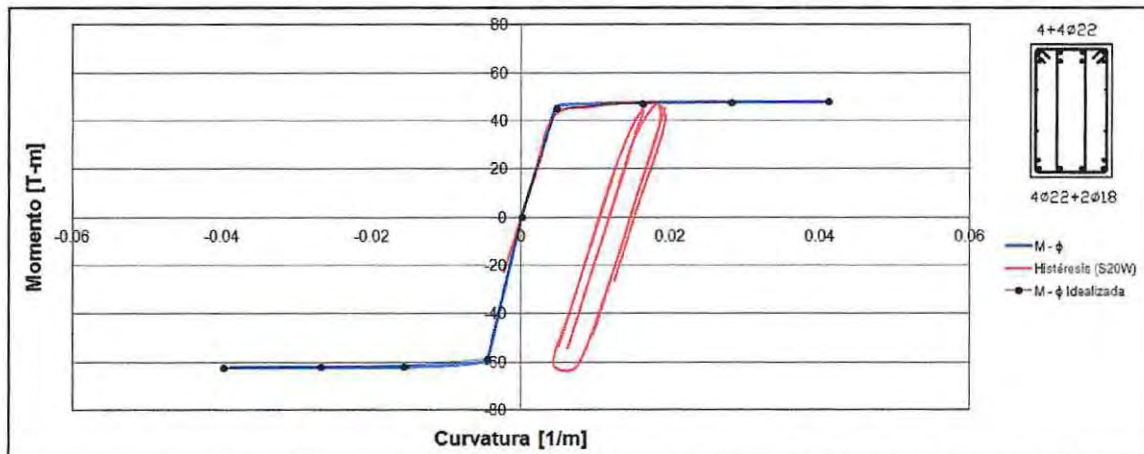


Figura A37: Curva de histéresis viga 011, Registro Viña del Mar (S20W)

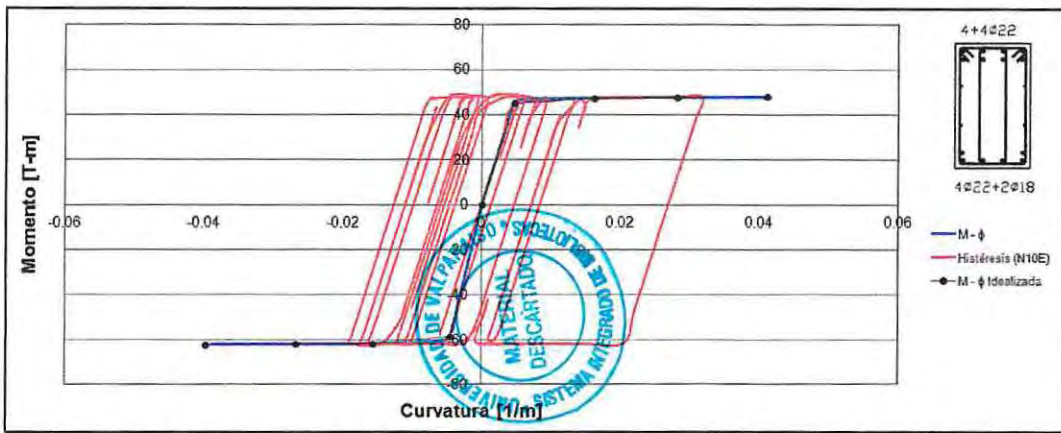


Figura A38: Curva de histéresis viga 011, Registro Lolleo (N10E)

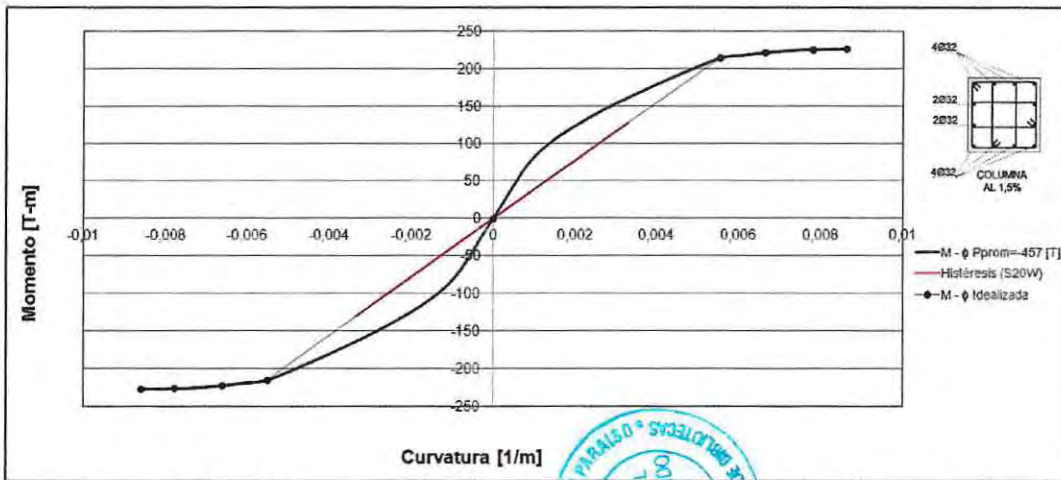


Figura A39: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1,5\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

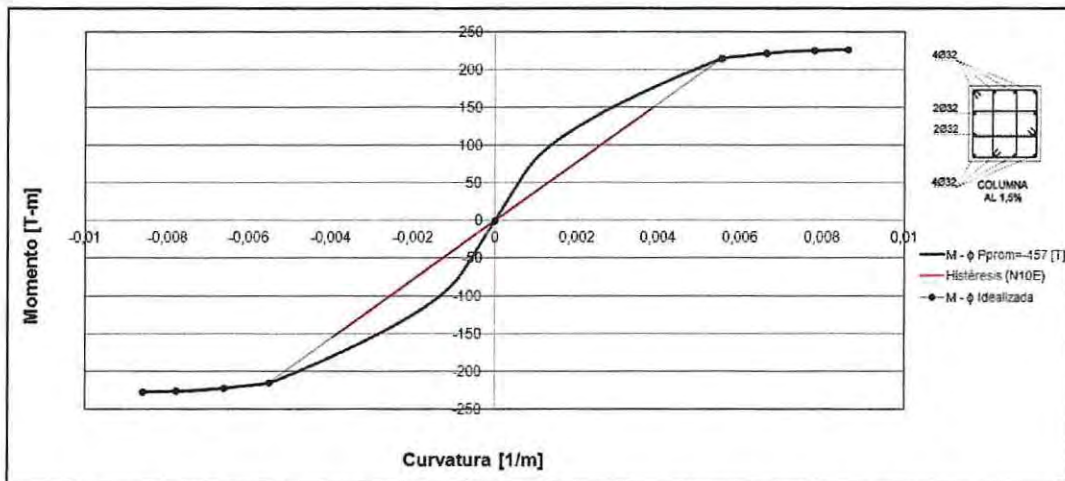


Figura A40: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1,5\%$, Registro Lolleo (N10E)

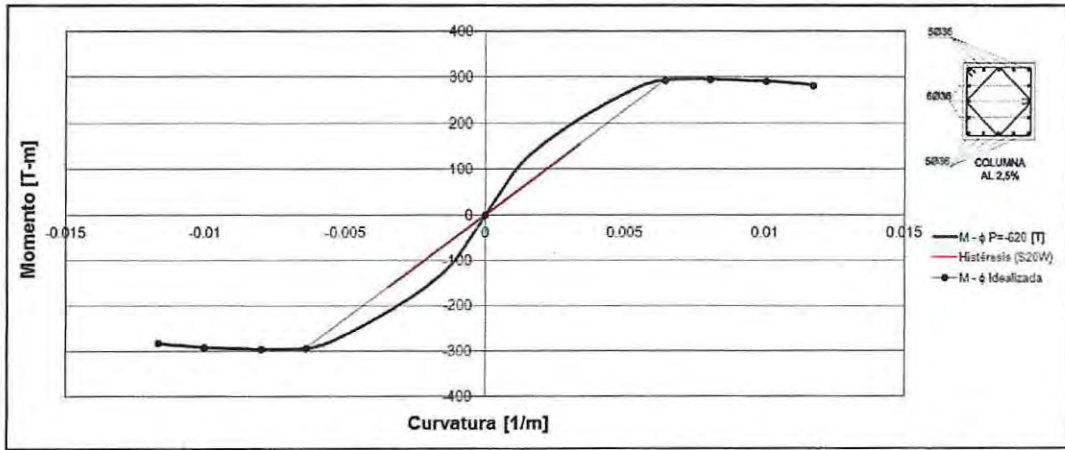


Figura A41: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 2,5\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

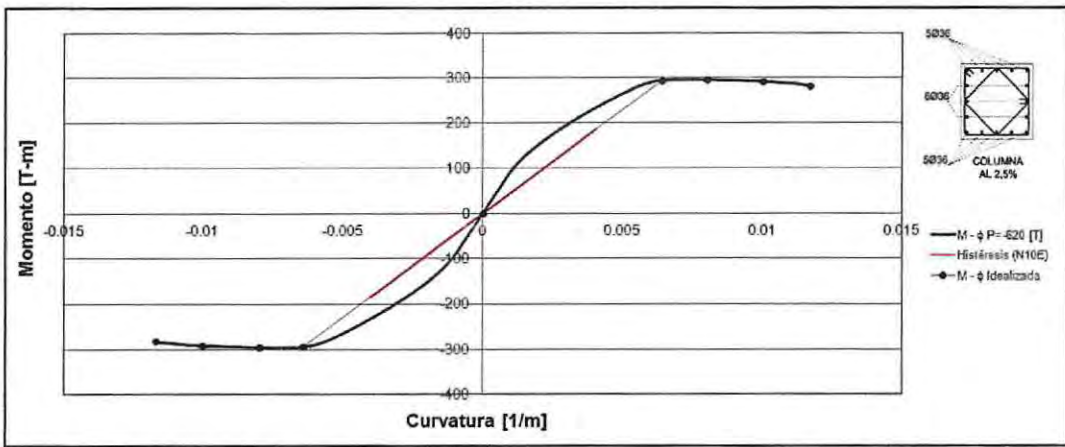


Figura A42: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 2,5\%$, Registro Lilloe (N10E)

En la Figura A43 se detalla la ubicación de los diferentes elementos resistentes pertenecientes a los ejes 1 y 2 de la estructura mixta.

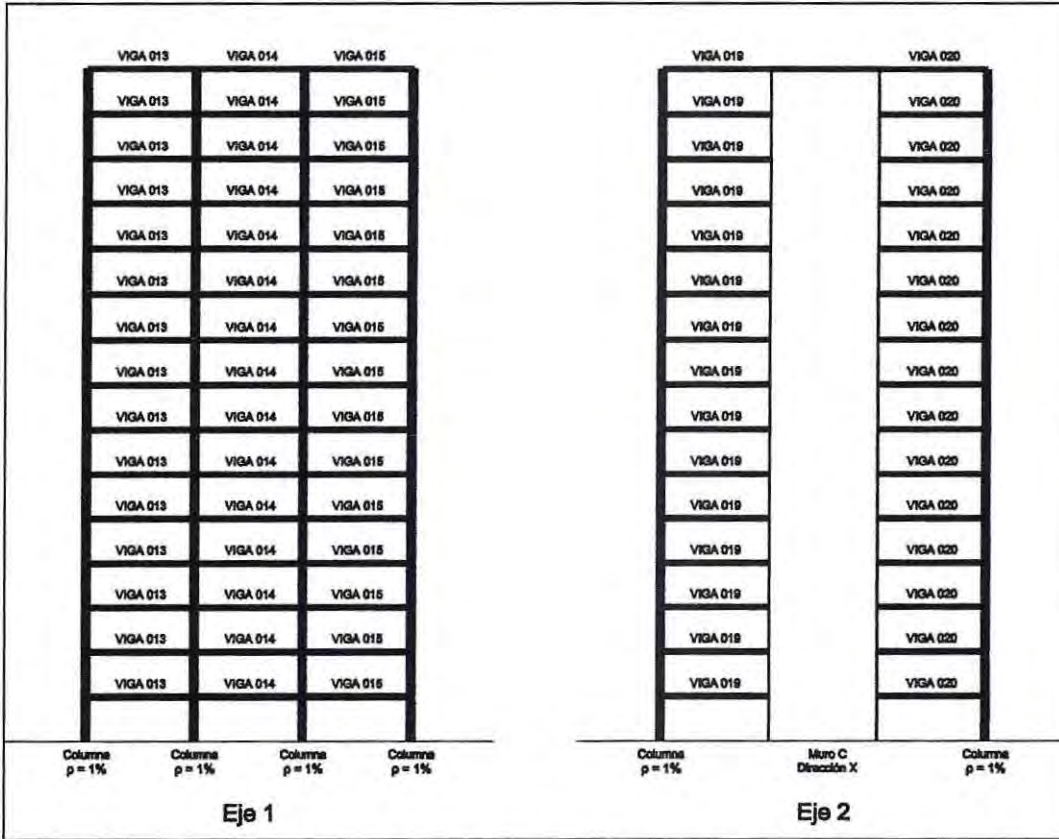


Figura A43: Distribución de elementos Ejes 1 y 2, estructura mixta

Desde la Figura A44 hasta la Figura A61 se presentan los diferentes diagramas momento – curvatura de los elementos resistentes que componen los ejes 1 y 2 de la estructura mixta, junto a su idealización; además se incluye el comportamiento histerético de estos elementos frente a los diferentes registros sísmicos analizados.

Eje 1 - Estructura mixta

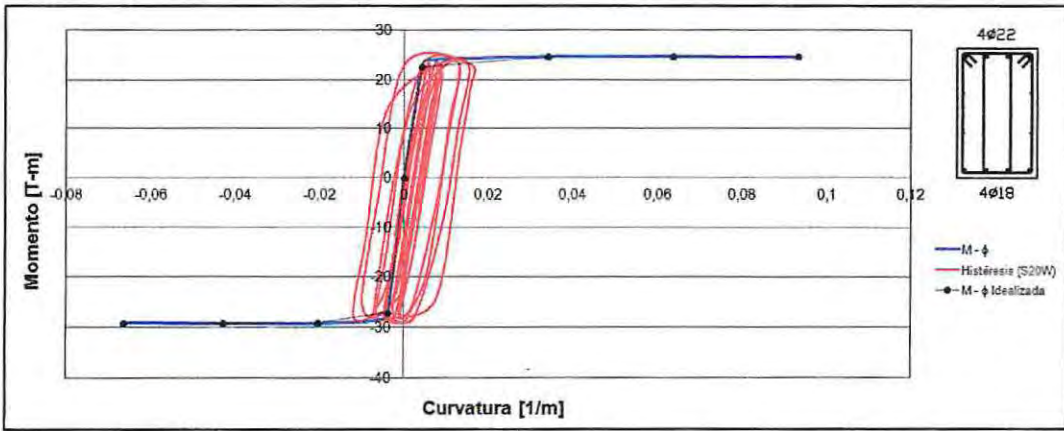


Figura A44: Curva de histéresis viga 013 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

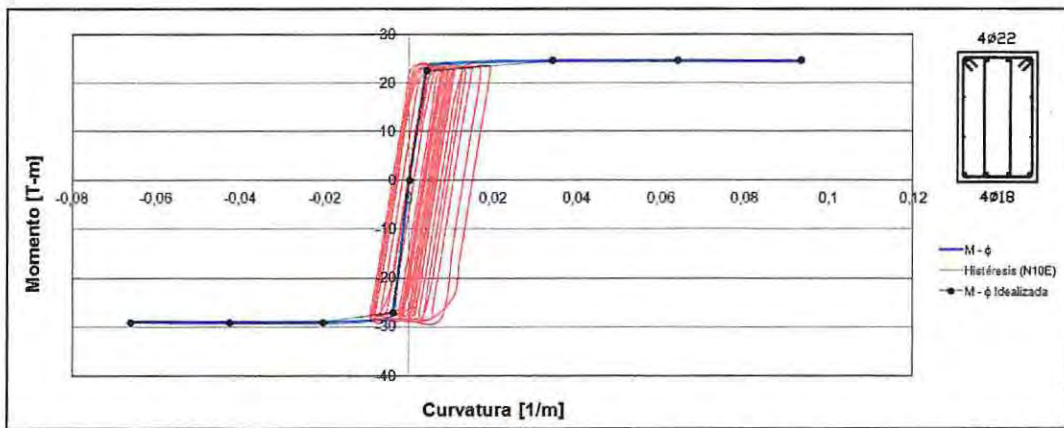


Figura A45: Curva de histéresis viga 013 borde, Registro Lolloe (N10E)

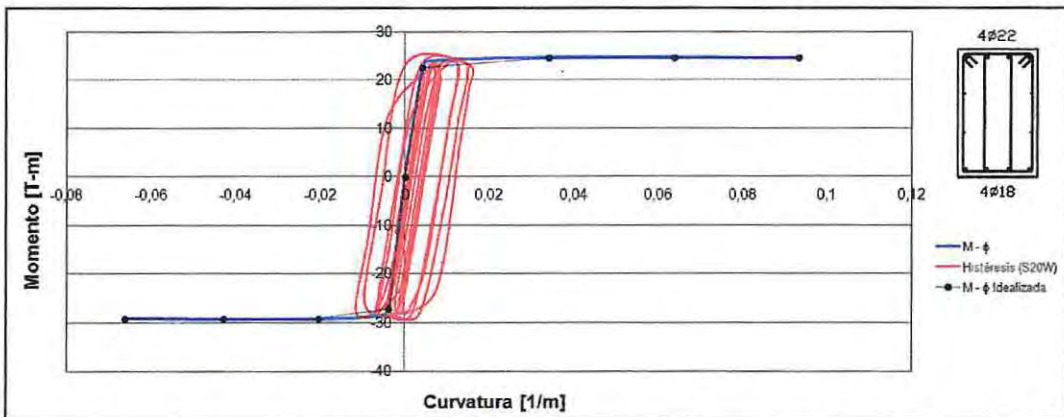


Figura A46: Curva de histéresis viga 013 interior, Registro Viña del Mar (S20W)

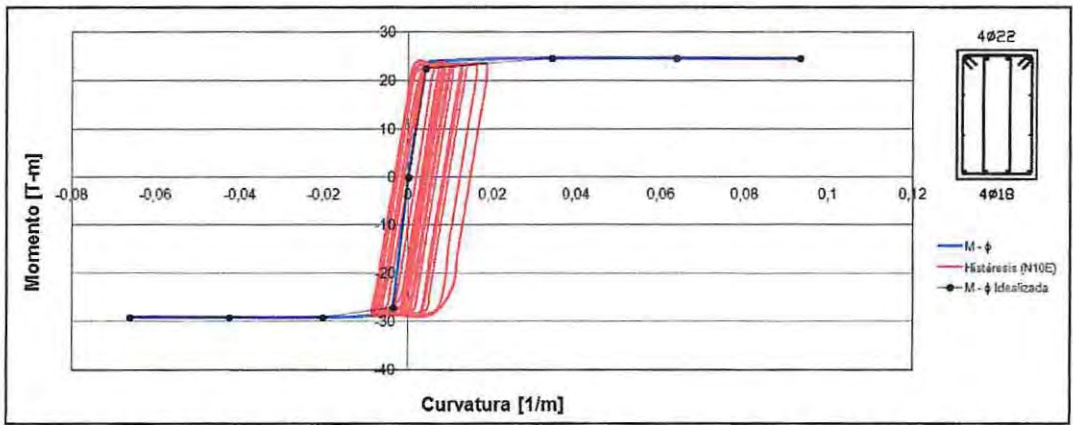


Figura A47: Curva de histéresis viga 013 interior, Registro Lolloe (N10E)

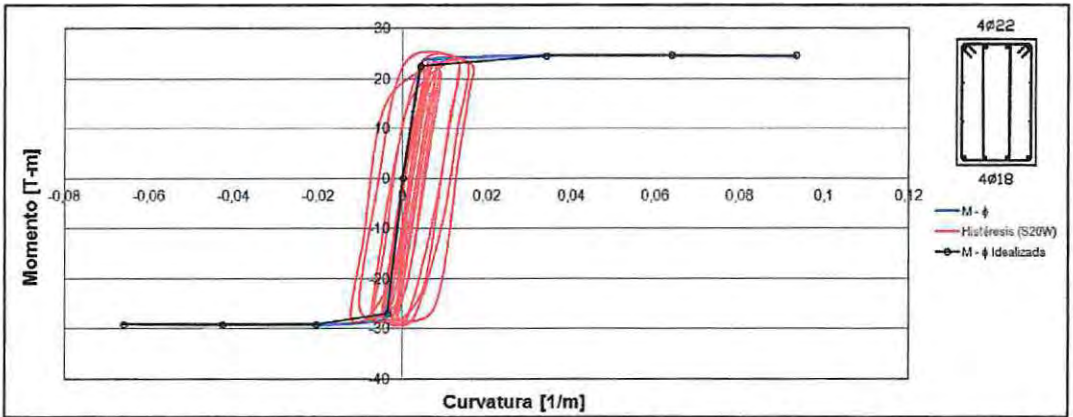


Figura A48: Curva de histéresis viga 014, Registro Viña del Mar (S20W)

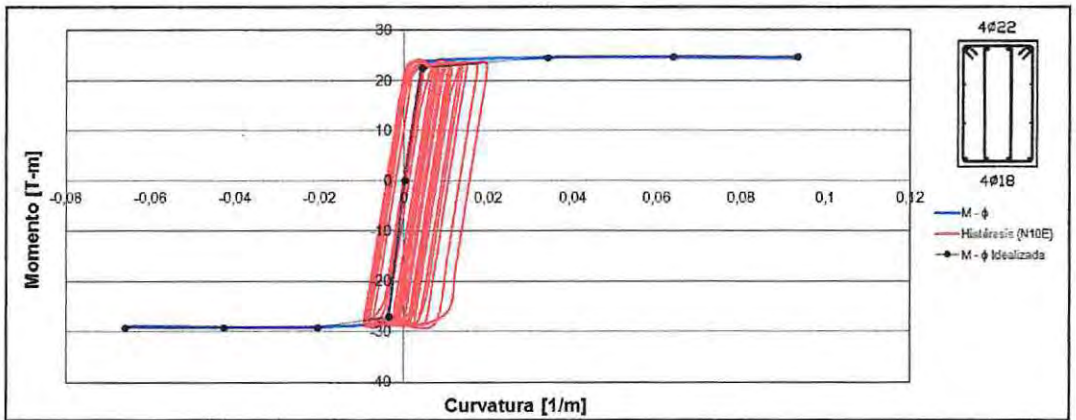


Figura A49: Curva de histéresis viga 014, Registro Lolloe (N10E)

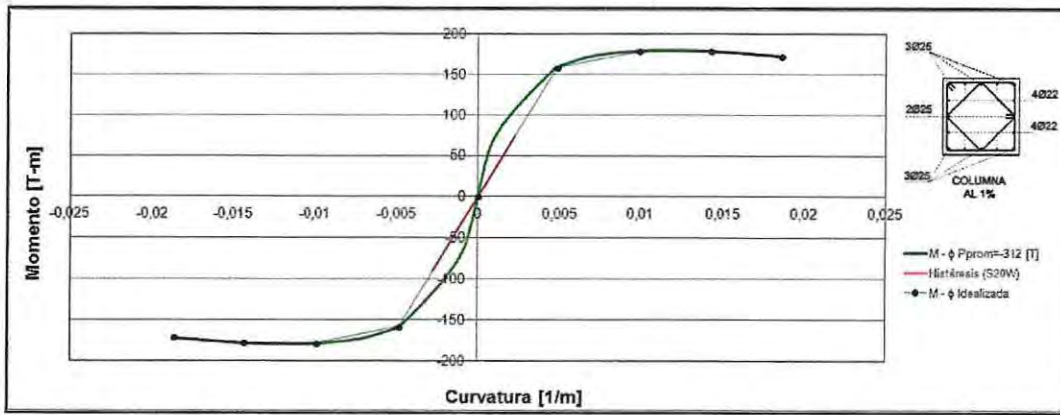


Figura A50: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

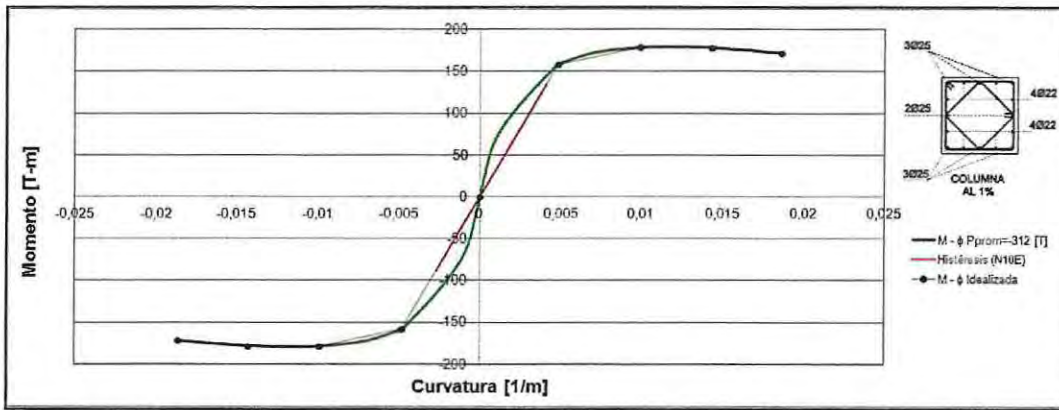


Figura A51: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolleo (N10E)

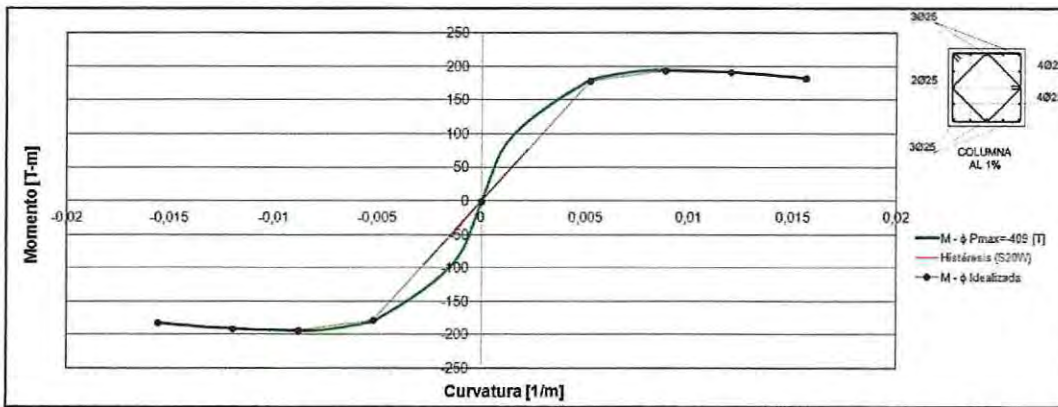


Figura A52: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

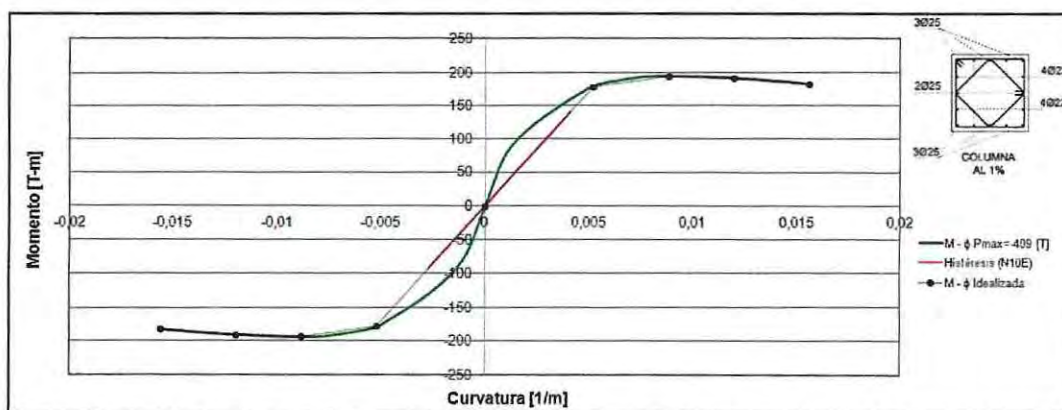


Figura A53: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolleo (N10E)

Eje 2 - Estructura mixta

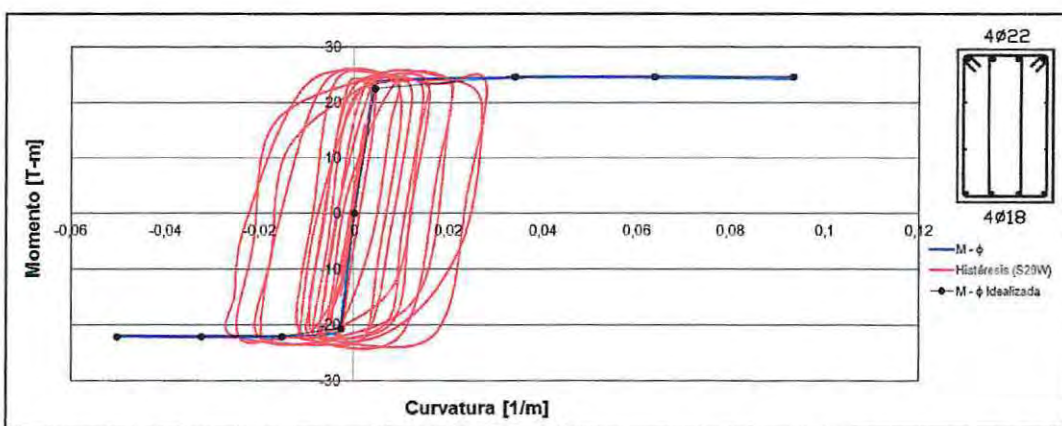


Figura A54: Curva de histéresis viga 019 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

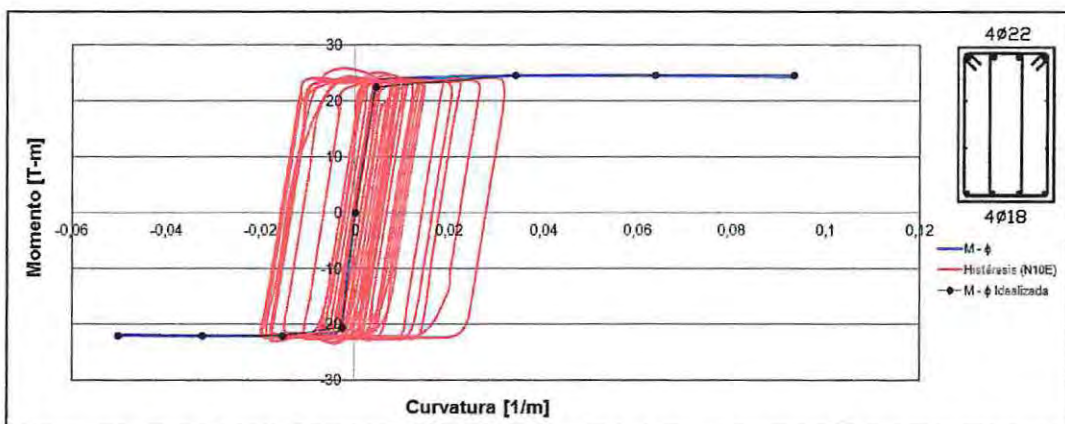


Figura A55: Curva de histéresis viga 019 borde, Registro Lolleo (N10E)

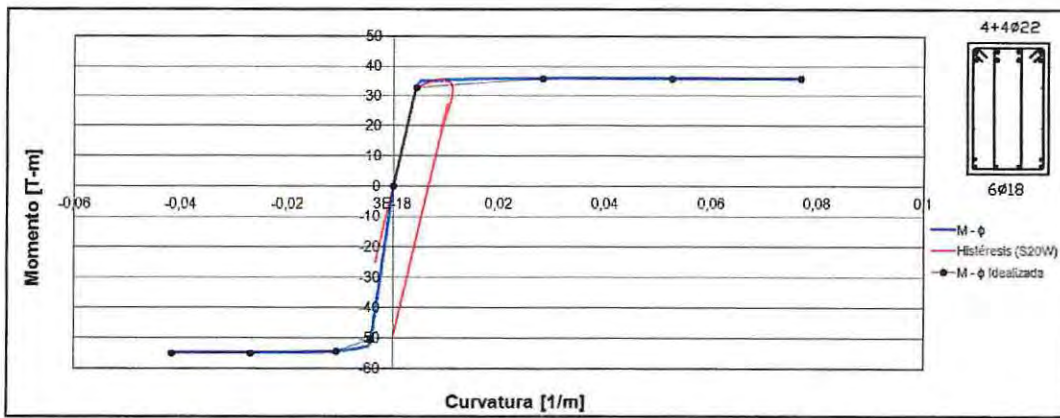


Figura A56: Curva de histéresis viga 019 interior, Registro Viña del Mar (S20W)

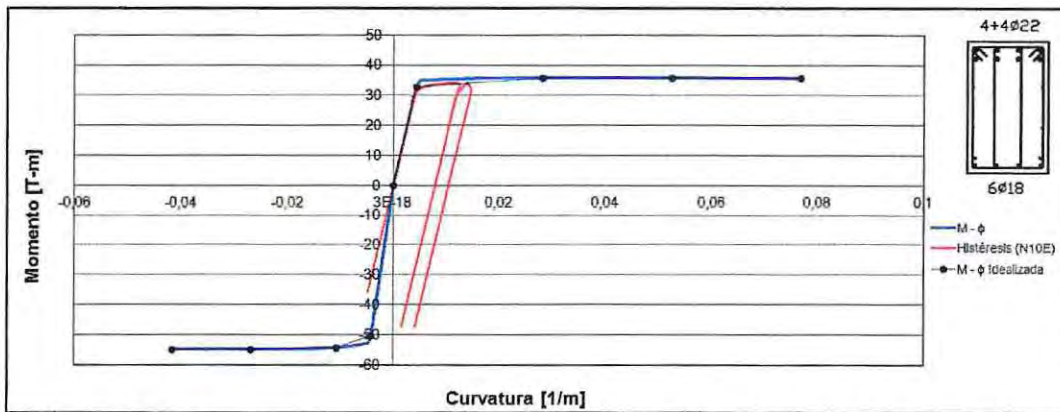


Figura A57: Curva de histéresis viga 019 interior, Registro Lolleo (N10E)

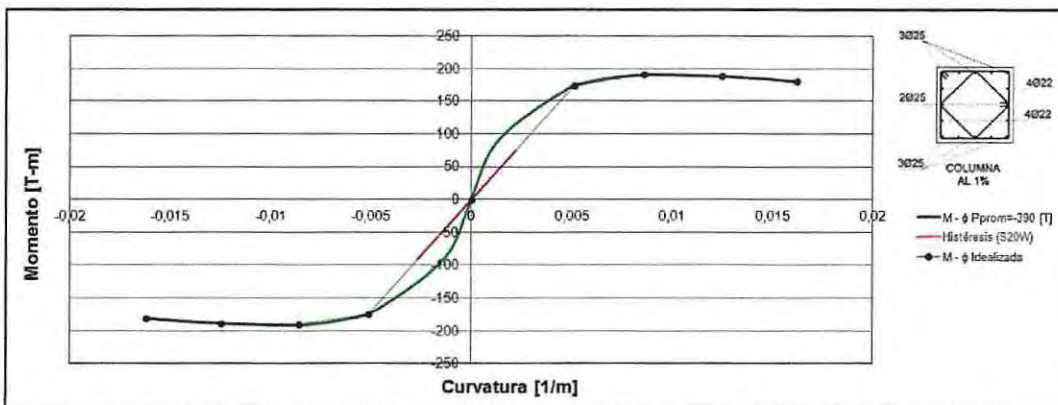


Figura A58: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

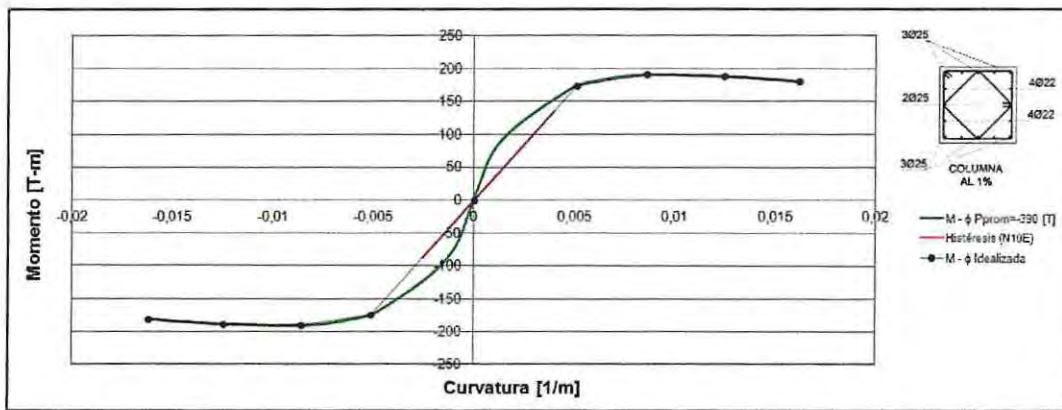


Figura A59: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolloe (N10E)

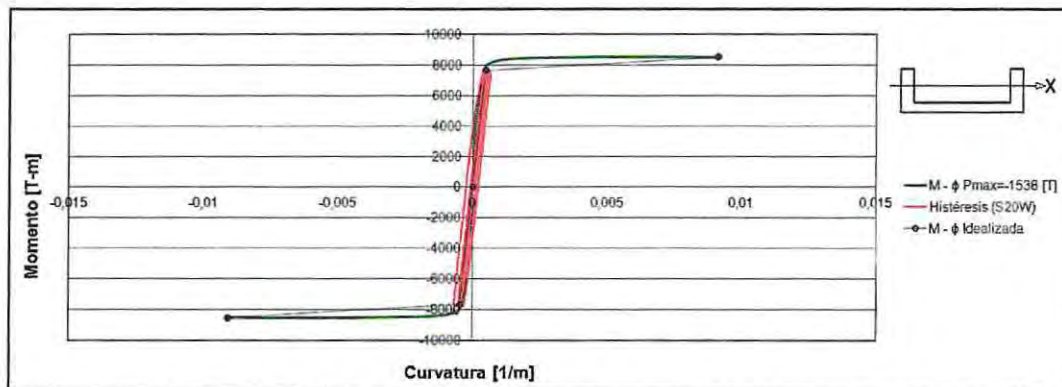


Figura A60: Curva de histéresis muro "C", dirección X, Registro Viña del Mar (S20W)

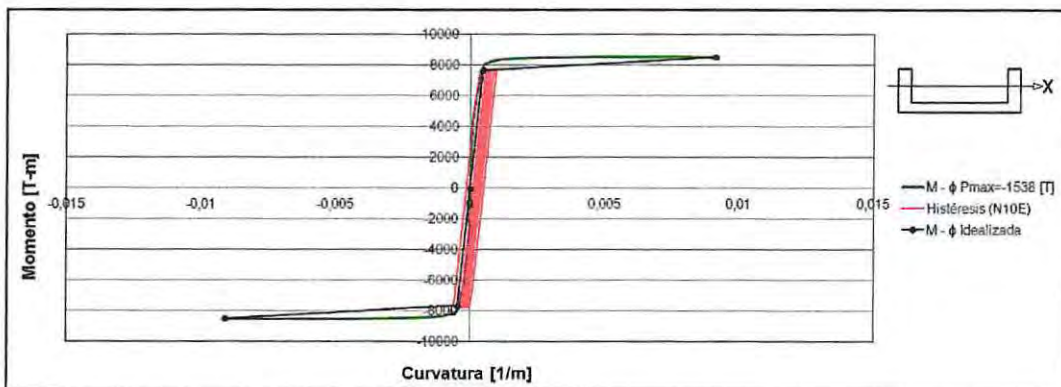


Figura A61: Curva de histéresis muro "C", dirección X, Registro Lolloe (N10E)

En la Figura A62 se detalla la ubicación de los diferentes elementos resistentes pertenecientes a los ejes A y B de la estructura mixta.

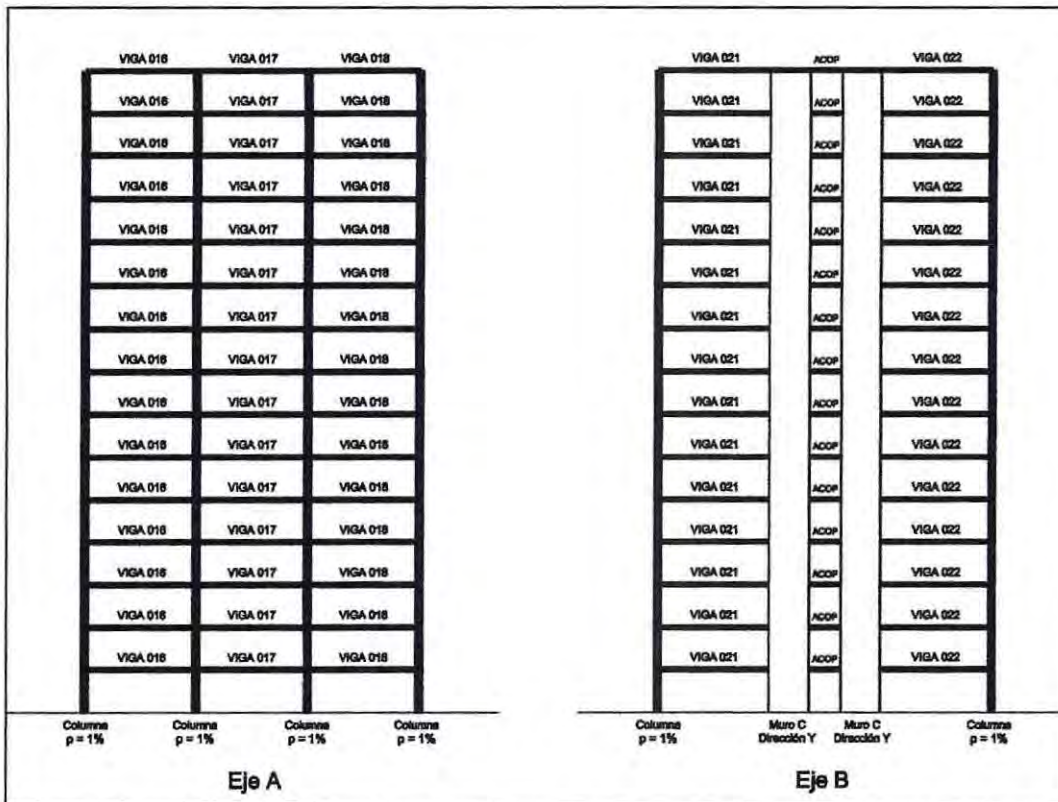


Figura A63: Distribución de elementos Ejes A y B, estructura mixta

Análogamente, desde la Figura A64 hasta la Figura A82 se presentan los diferentes diagramas momento – curvatura de los elementos resistentes, en la otra dirección de análisis, los cuales corresponden a los ejes A y B de la estructura mixta; además se incluye su idealización y el comportamiento histerético de estos elementos frente a los diferentes registros sísmicos analizados.

Eje A – Estructura mixta

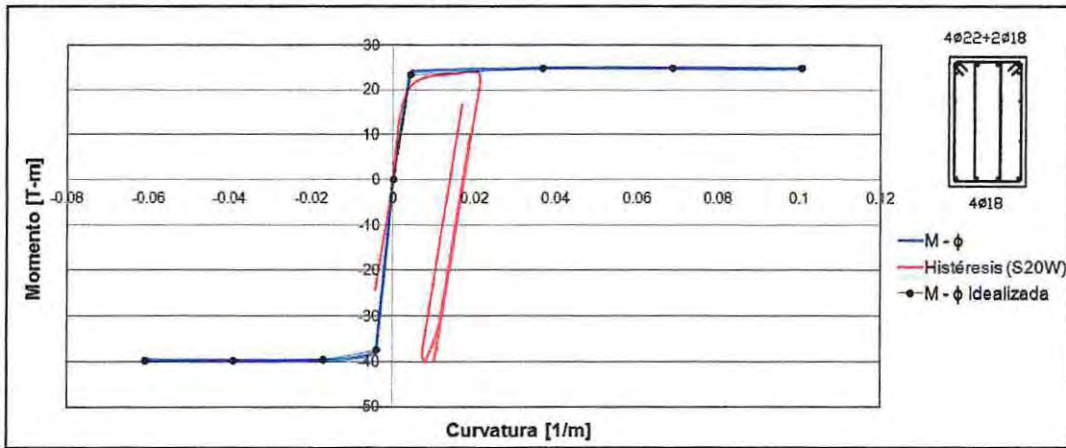


Figura A64: Curva de histéresis viga 016 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

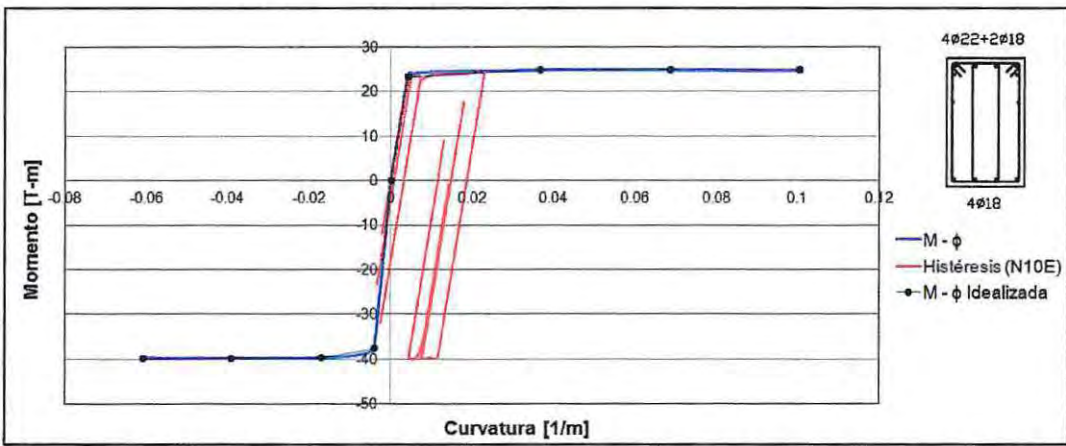


Figura A65: Curva de histéresis viga 016 borde, Registro Lolleo (N10E)

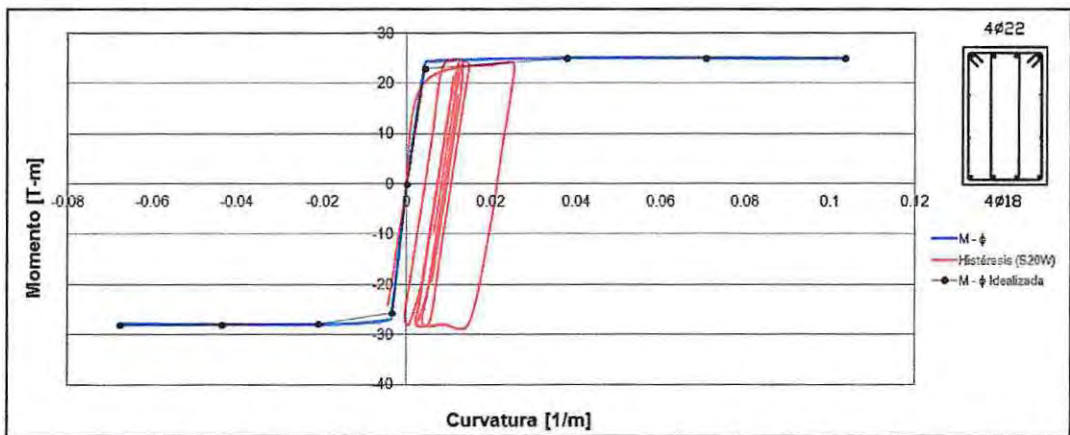


Figura A66: Curva de histéresis viga 016 interior, Registro Viña del Mar (S20W)

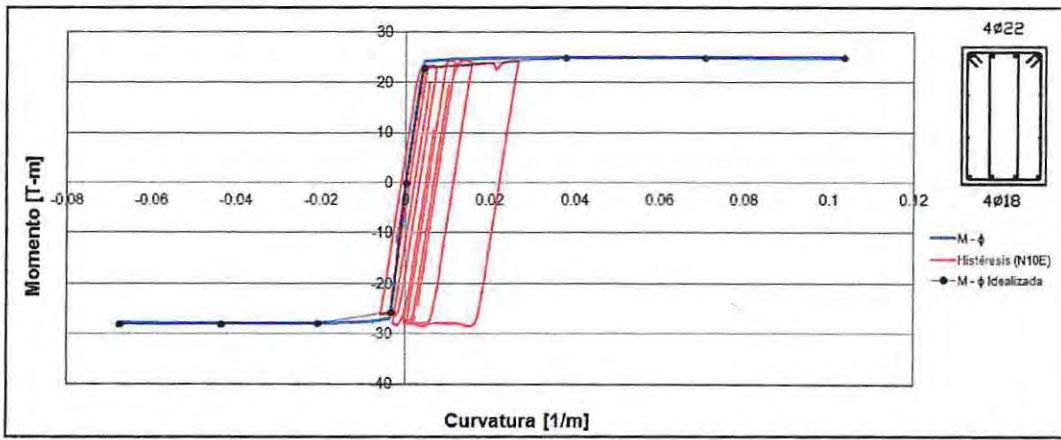


Figura A67: Curva de histéresis viga 016 interior, Registro Lolloe (N10E)

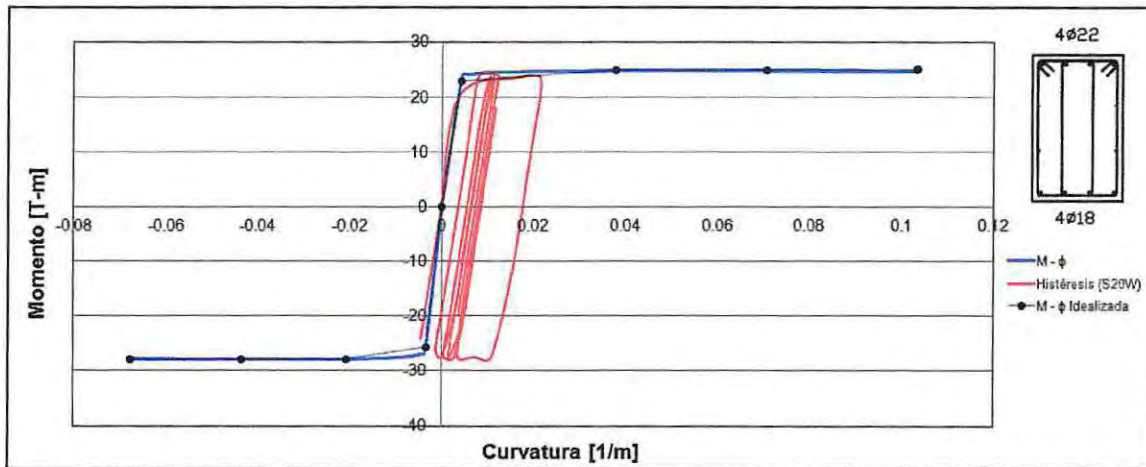


Figura A68: Curva de histéresis viga 017, Registro Viña del Mar (S20W)

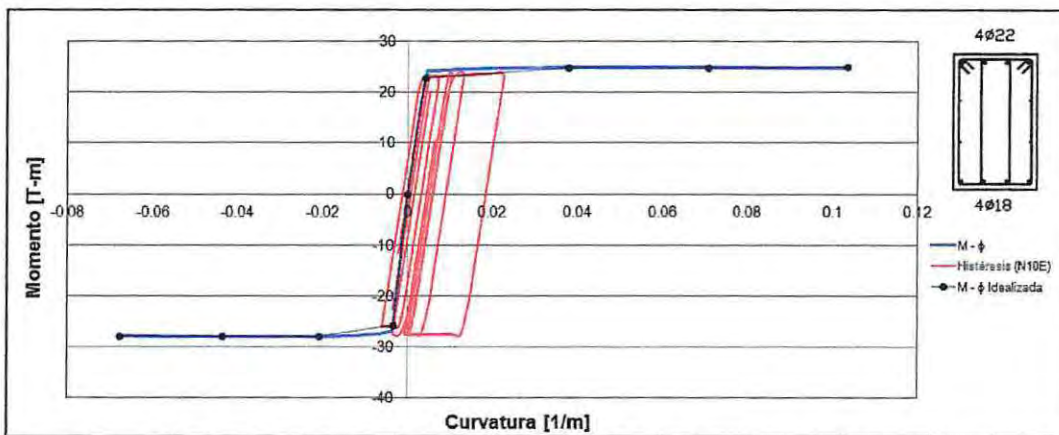


Figura A69: Curva de histéresis viga 017, Registro Lolloe (N10E)

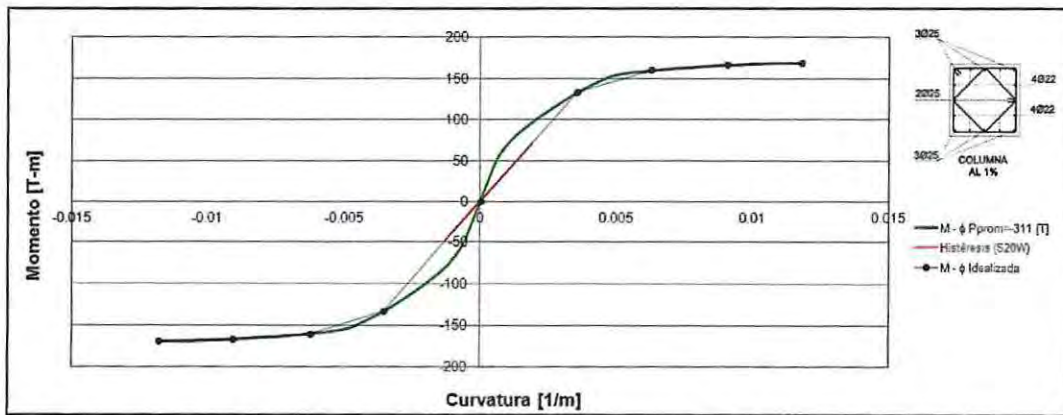


Figura A70: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

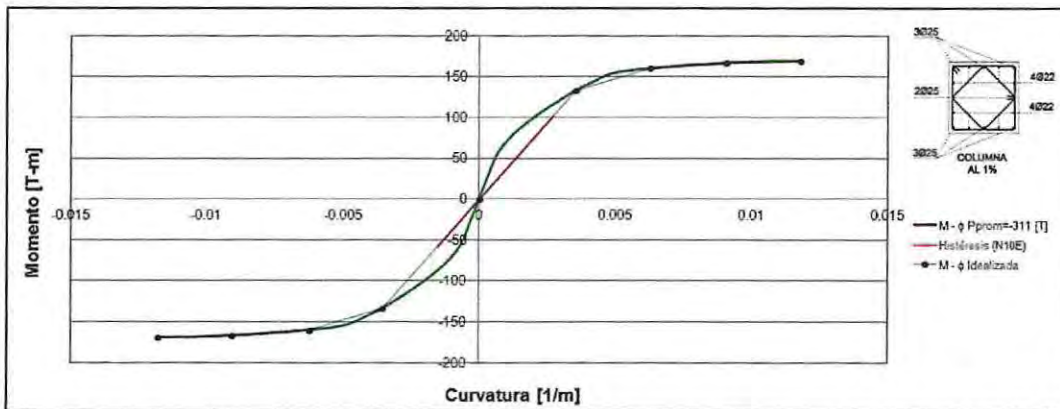


Figura A71: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolleo (N10E)

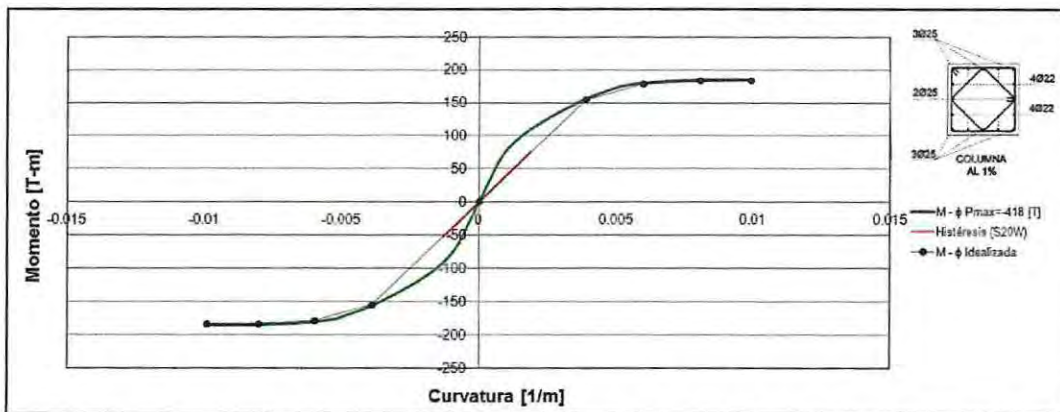


Figura A72: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

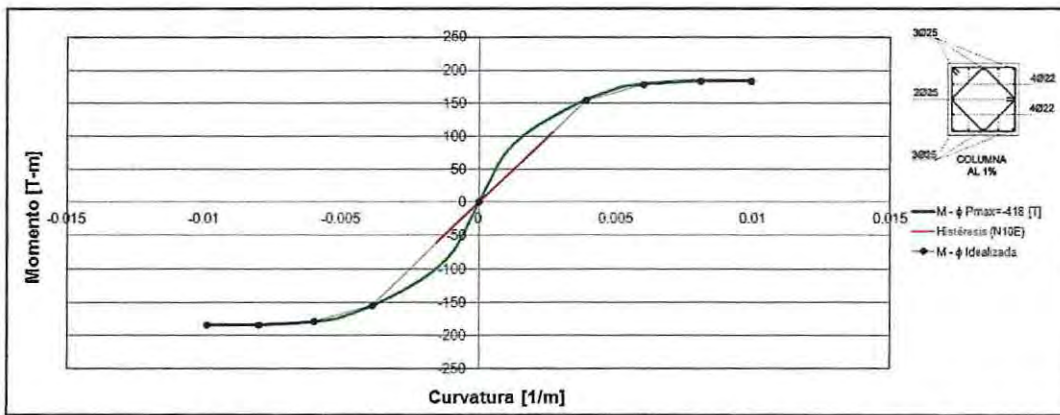


Figura A73: Curva de histéresis columna interior, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolloe (N10E)

Eje B – Estructura mixta

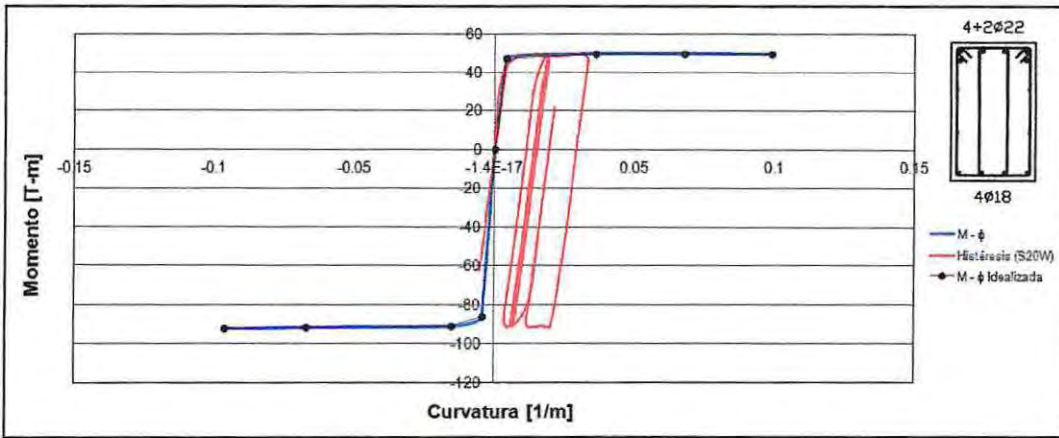


Figura A74: Curva de histéresis viga 021 borde, Registro Viña del Mar (S20W)

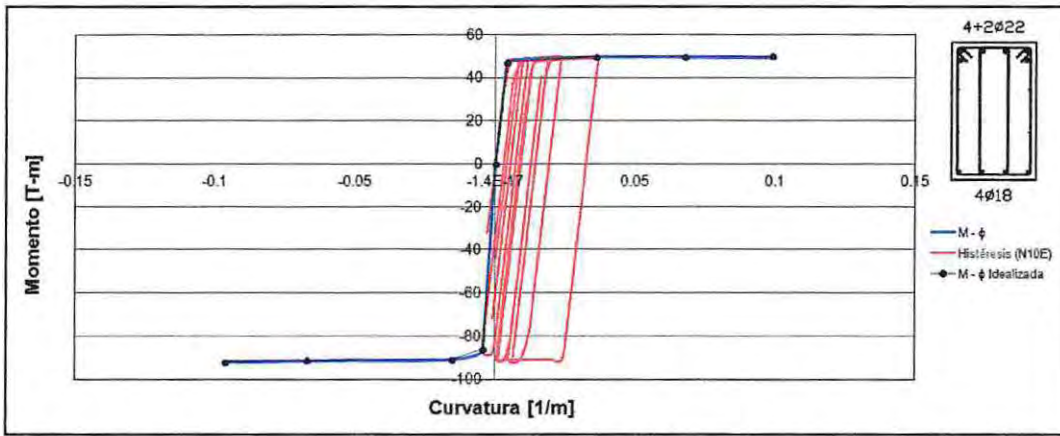


Figura A75: Curva de histéresis viga 021 borde, Registro Lolloe (N10E)

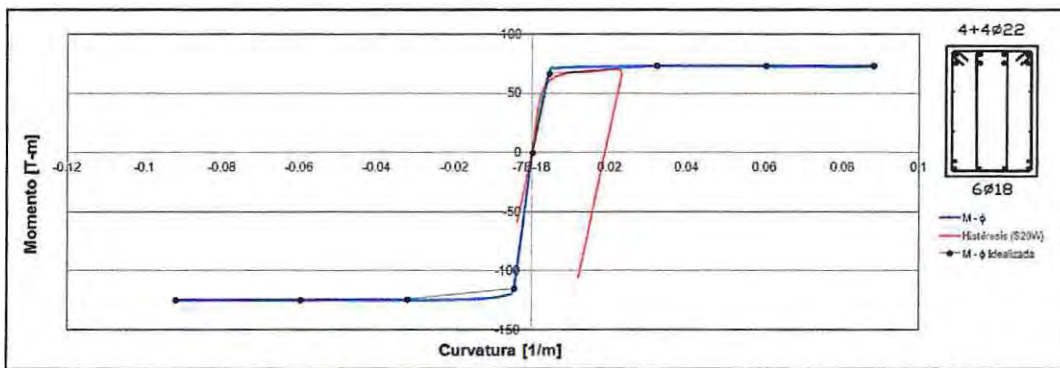


Figura A76: Curva de histéresis viga 021 interior, Registro Viña del Mar (S20W)

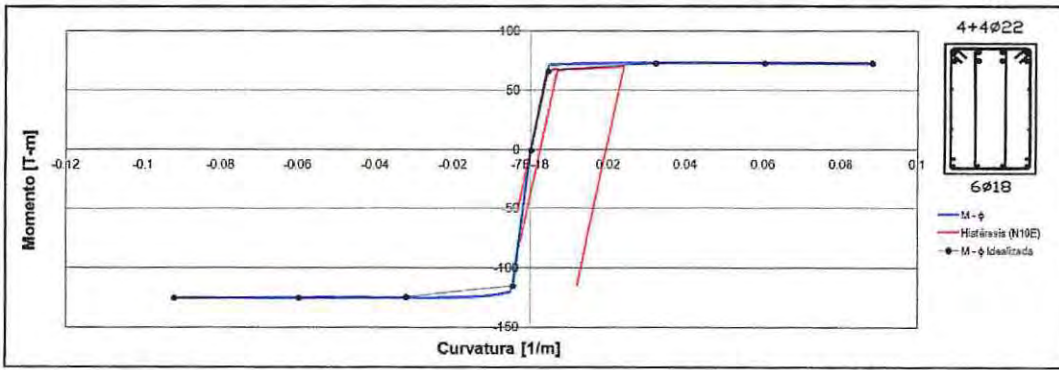


Figura A77: Curva de histéresis viga 021 interior, Registro Lolleo (N10E)

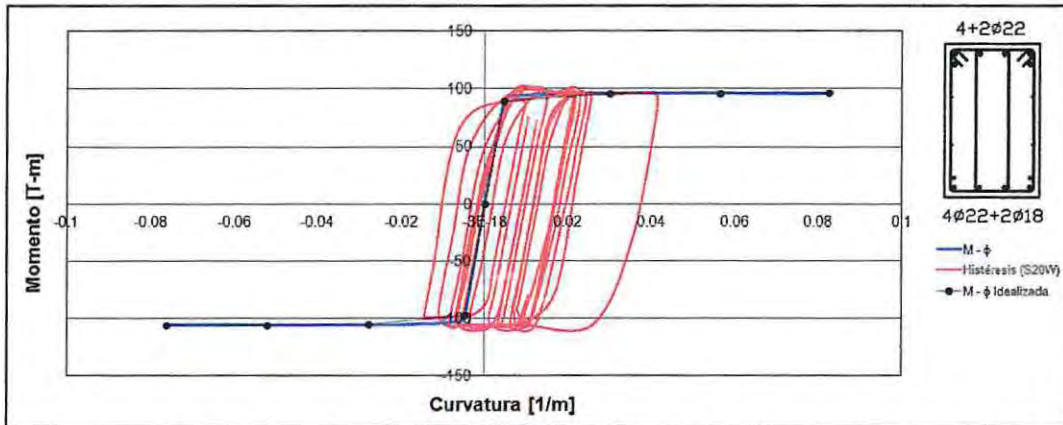


Figura A78: Curva de histéresis viga acople, Registro Viña del Mar (S20W)

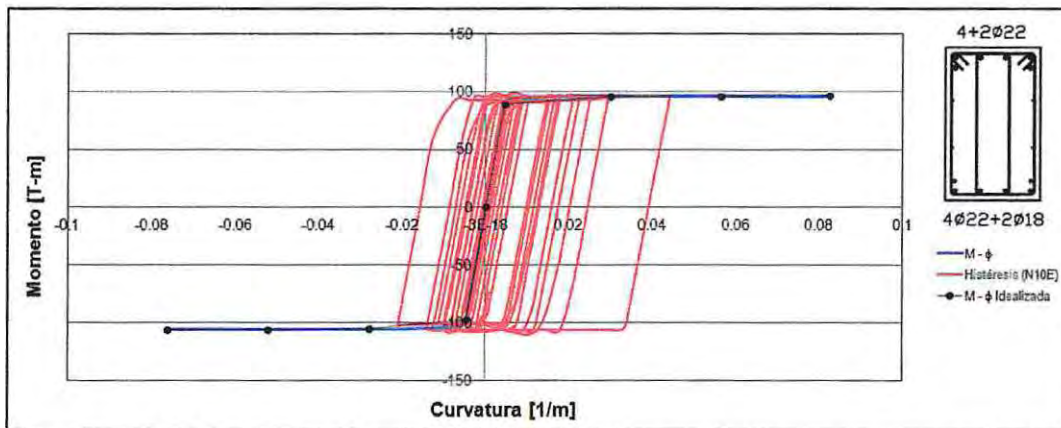


Figura A79: Curva de histéresis viga acople, Registro Lolleo (N10E)

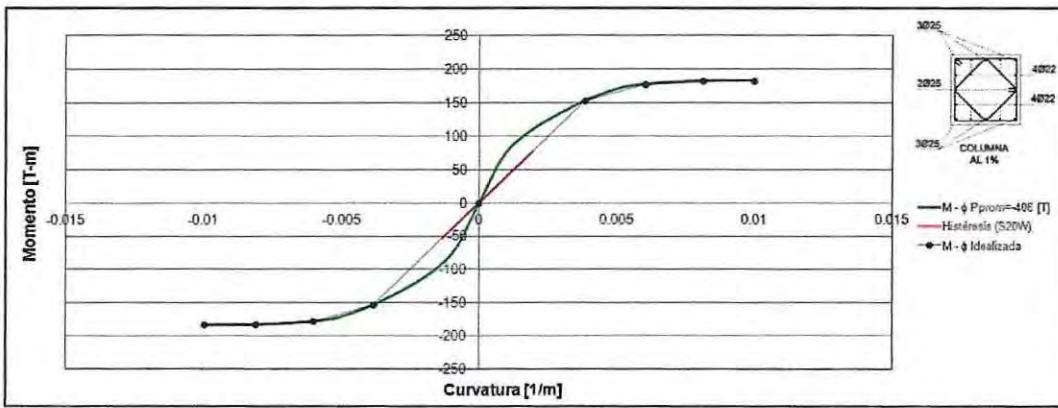


Figura A80: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Viña del Mar (S20W)

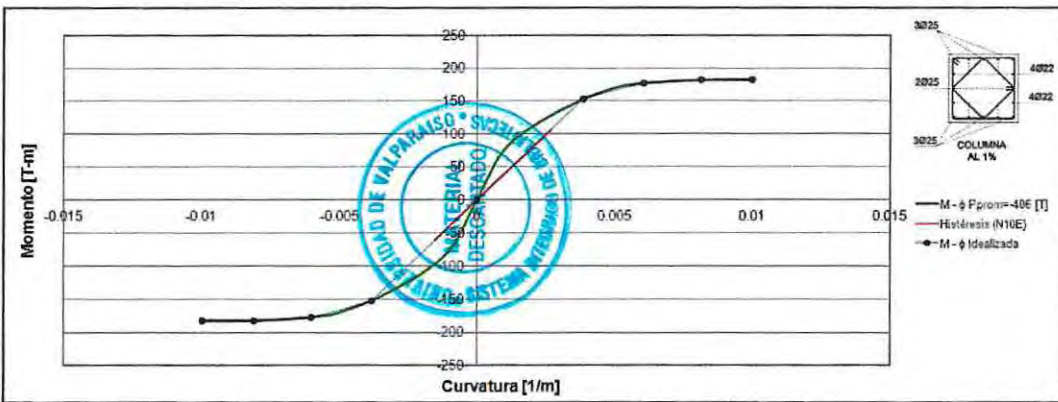


Figura A81: Curva de histéresis columna borde, cuantía $\rho = 1\%$, Registro Lolleo (N10E)

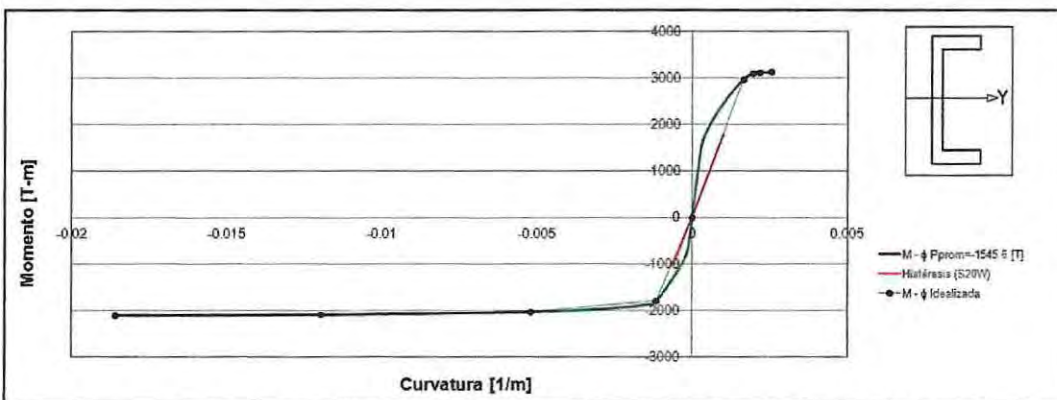


Figura A82: Curva de histéresis muro "C", dirección Y, Registro Viña del Mar (S20W)

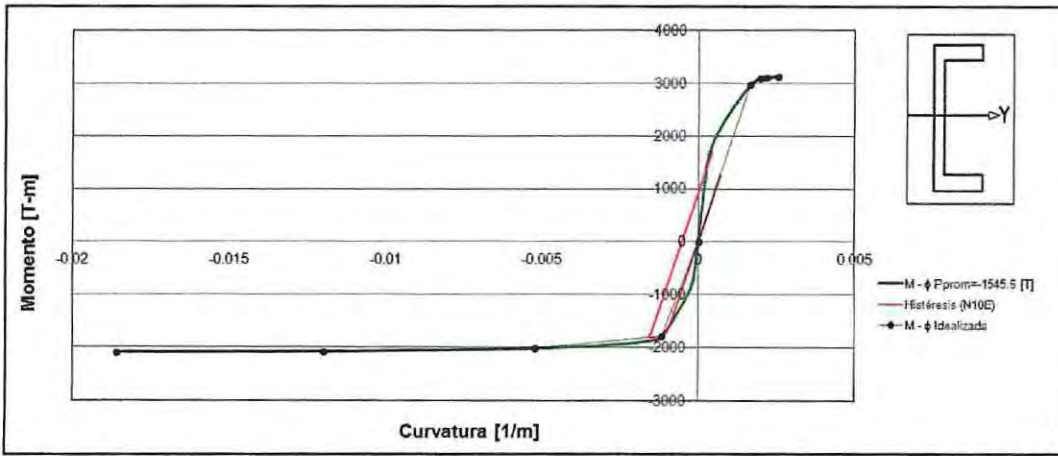


Figura A83: Curva de histéresis muro "C", dirección Y, Registro Lolloe (N10E)