

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“ANÁLISIS NO LINEAL DE PLACAS HÍBRIDAS PARA
MEJORAR LA DUCTILIDAD DE EDIFICIOS MENORES DE 5
PISOS”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

JAN CARLOS PAMPA VARA

ASESOR:

Dr. JORGE MILCIADES OLARTE NAVARRO

LIMA – PERÚ

2019

© 2019, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

Pampa Vara, Jan arlos

jpampav@uni.pe

982 918 715 / 01 685 4846

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Dios por fortalecerme
a mis padres Leoncio y Carmen por su dedicación en educarme,
a mis hermanos Elvis y Melissa por brindarme su cariño
y a toda mi familia en general por comprender
en los momentos que no pude estar con ellos
por motivos educativos A.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a mi amiga, compañera y novia Adriana, por su respaldo constante y por motivarme en la culminación de esta tesis.

Igualmente agradezco al Dr. Jorge Olarte, mi asesor, por apoyarme en la realización de esta tesis, agradezco el tiempo que le dedicó y los consejos y sugerencias que me brindó para realizar este trabajo.

Quiero agradecer al Dr. Miguel Torres, ya que gracias a su apoyo y su gran conocimiento pude aprender y entender nuevos conceptos sin los cuales no hubiese podido culminar los capítulos de mi tesis.

A los ingenieros Claudia Villanueva y Luis Villena por darme el conocimiento para empezar este proyecto, a su empresa H.V.S. Ingenieros Consultores por la colaboración con la edificación del análisis.

ÍNDICE

RESUMEN	4
ABSTRACT	5
LISTA DE TABLAS.....	6
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	10
INTRODUCCIÓN.....	12
Objetivos.....	13
Objetivo General.....	13
Objetivos Específicos.....	13
Hipótesis.....	13
CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO.....	14
1.1. Elementos Prefabricados.....	14
1.2. Acero Corrugado.....	15
1.3. Acero Postensado.....	16
1.4. Concreto Presforzado	19
1.4.1. Pretensado	20
1.4.2. Postensado	21
1.5. Sistemas de presforzado	21
1.5.1. Postensado Adherido	21
1.5.2. Postensado No adherido.....	22
1.6. Materiales y Equipos usados	23
1.7. Ventajas del No Adherido en Carga Lateral	25
1.8. Pérdidas de presfuerzo.....	25
1.8.1. Acortamiento elástico del concreto (Δf_{pES}).....	26
1.8.2. Pérdida debido a la fricción (Δf_{pF})	27
1.8.3. Pérdida en los anclajes (Δf_{pA})	29
1.8.4. Relajación del acero (Δf_{pR}).....	30
1.8.5. Pérdida por creep (Δf_{pCR}).....	32
1.8.6. Pérdida por contracción (Δf_{pSH})	33
1.9. Placas de Concreto Armado	34
1.10. Comportamiento Bajo Carga Lateral	37
1.11. Enfoque de diseño	39
CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE	41
2.1. Comportamiento sísmico y diseño de muros prefabricado de concreto postensados no adherido - Kurama, Pessiki, Sauce y Lu (1999)	41
2.2. Muros híbridos postensados prefabricados de concreto para uso en regiones sísmicas - Kurama (2002)	43

2.3.	Evaluación de respuesta sísmica de muros postensados no adheridos prefabricados - Kurama, Sauce, Pessiki y Lu (2002)	45
2.4.	Desempeño sísmico de muros prefabricados de concreto reforzados y presforzados - Holden, Restrepo y Mander (2003)	46
2.5.	Diseño sísmico de muros prefabricados de concreto parcialmente postensados - Kurama (2005).....	49
2.6.	Comportamiento experimental y analítico de carga lateral de muros prefabricados de concreto postensados no adherido - Perez, Sauce y Pessiki (2007).....	50
2.7.	Diseño y medida del comportamiento de muros híbridos prefabricados de concreto para regiones sísmicas - Smith, Kurama y McGinnis (2011)	52
2.8.	Comportamiento de muros de corte prefabricados de concreto para regiones sísmicas: Comparación de muestra híbrida y emulativa - Smith, Kurama y McGinnis (2013)	53
2.9.	Guías de diseño sísmico para muro de corte híbrido prefabricado de concreto sólido y perforado - Smith y Kurama (2014).....	54
CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE PLACA HÍBRIDA		58
3.1.	Análisis previos	58
3.1.1.	Análisis realizado por Pérez, Pessiki y Suase (2004)	58
3.1.2.	Análisis realizado por Smith y Kurama (2012)	61
3.2.	Modelo Propuesto.....	65
3.3.	Principio de Saint Venant.....	68
3.4.	Procedimiento para el Cálculo de las Aberturas y su respectivo Mr. 69	
3.5.	Límites del modelo propuesto	71
3.6.	Validación del Modelo Propuesto	72
3.6.1.	Validación– Ensayo realizado por Smith, Kurama y McGinnis (2011).....	72
CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DEL MODELO.....		84
4.1.	Descripción del proyecto a usar.....	84
4.2.	Análisis Sísmico.....	85
4.2.1.	Espectro de diseño.....	85
4.2.2.	Cortante Dinámica.....	90
4.2.3.	Cortante Estática.....	90
4.2.4.	Cortante Basal de diseño	92
4.3.	Comportamiento Placa Convencional.....	93
4.3.1.	Diseño de placa convencional.....	94
4.4.	Comportamiento Placa Híbrida.....	99
4.4.1.	Diseño de placa híbrida.....	100
CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....		109
5.1.	Análisis de la Placa Convencional	109
5.1.1.	Variación de la Inercia Efectiva de la sección	109

5.1.2.	Variación del Esfuerzo en acero corrugado	110
5.1.3.	Respuesta del Concreto.....	111
5.1.4.	Distorsión y Desplazamiento de placa convencional	112
5.2.	Análisis de la Placa Híbrida	113
5.2.1.	Variación de la Inercia Efectiva en Placa Híbrida	113
5.2.2.	Acero corrugado en la Placa híbrida.....	115
5.2.3.	Longitud de contacto en la base	116
5.2.4.	Respuesta del acero postensado en Placa Híbrida	117
5.2.5.	Distorsión y desplazamiento de placa híbrida.....	118
5.3.	Comparación de resultados de Placa Híbrida y Convencional.....	119
	CONCLUSIONES.....	122
	RECOMENDACIONES	124
	LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....	125
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	126
	ANEXOS	128
	ANEXO N°1: ANÁLISIS DE PLACA CONVENCIONAL	129
	ANEXO N°2: ANÁLISIS DE PLACA HÍBRIDA	140
	ANEXO N°3: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	170
	ANEXO N°4: CÁLCULO DE IRREGULARIDADES SEGÚN E.030-2016-2018	180
	ANEXO N°5: PLANOS ESTRUCTURALES.....	182

RESUMEN

Esta tesis presenta el análisis y estudio de la respuesta analítica no lineal de una placa híbrida, esto se hace para mejorar el comportamiento de las edificaciones y obtener una mayor ductilidad que evite pérdidas humanas y económicas.

En el Capítulo I se describe los conceptos básicos y las definiciones de los términos más usados, la mayor consideración de este capítulo es la definición de una placa híbrida y la diferencia que tiene de placas postensadas y placas convencionales.

En el segundo capítulo se estudia las investigaciones pasadas más destacadas y de mayor aporte, con las cuales se muestra la evolución del análisis y diseño de este sistema estructural.

El análisis y obtención de la respuesta no lineal de la placa híbrida se desarrolla en el Capítulo III haciendo una propuesta de modelo analítico, este capítulo es de vital importancia pues describe los conceptos usados por el autor y las diferencias con respecto a los estudios realizados en investigaciones anteriores, lo obtenido en el modelo propuesto es verificado con un ensayo experimental tomado de las investigaciones estudiadas.

En el Capítulo IV se realiza una aplicación de lo obtenido en capítulo anterior, se hace uso de una edificación ubicada en territorio peruano ya que se pretende que este sistema estructural pueda ser introducido en la práctica de diseño.

Finalmente, en el Capítulo V, se hace una comparación de los resultados obtenidos para las placas convencionales y placas híbridas para observar las consideraciones que se deben hacer al diseño de estas.

La metodología de esta tesis consiste en la recopilación de información, seguida de un procesado de datos y propuesta de un modelo de respuesta de la placa híbrida y mediante comparaciones con placas convencionales, realizar las conclusiones.

ABSTRACT

This thesis presents the analysis and study of nonlinear analytical response of a hybrid wall, this is done to improve the behavior of the buildings and obtain a greater ductility that avoids human and economic losses.

In Chapter I the basic concepts and the definitions of the most used terms will be described, the main consideration of this chapter is the definition of a hybrid wall and the difference it has of post-tensioned walls and conventional walls.

In the second chapter we study the most important past research and contribution, which aims to show the evolution of the analysis and design of this structural system.

The analysis and obtaining of the non-linear response of the hybrid wall is developed in Chapter III making a proposal of analytical model, this chapter is of vital importance because it describes the concepts used by the author and the differences with respect to the studies carried out with previous investigations, the obtained in the proposed model it is verified with an experimental test taken from the researches studied.

In Chapter IV an application of what was obtained in the previous chapter is made, it is use of a building located in peruvian territory since it is intended that this structural system can be introduced in the design practice.

Finally in Chapter V, a comparison is made of the results obtained for conventional walls and hybrid walls to observe the considerations that must be made to the design of these.

The methodology of this thesis consists of the collection of information, followed by a processing and proposal of response model of the hybrid wall and through comparisons to conventional walls make the conclusions.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1: Valores de coeficientes de fricción μ y K	29
Tabla 1.2: Valores de KRE y J	31
Tabla 1.3: Valores de coeficientes C	32
Tabla 1.4: Valores de KSH	34
Tabla 2.1: Diferencias entre placa convencional y placa prefabricada híbrida ...	47
Tabla 3.1: Características del ensayo por Smith, Kurama y McGinnis	73
Tabla 3.2: Diferencia de Fuerza de Corte para distintos α	74
Tabla 3.3: Diferencia de Fuerza de Corte al cuadrado.....	74
Tabla 3.4: Esfuerzos en Acero corrugado según abertura.....	77
Tabla 3.5: Desplazamientos calculados con Modelo Propuesto	82
Tabla 4.1: Estratigrafía del suelo del proyecto	87
Tabla 4.2: Parámetros sísmicos según E-30-2016-2018	89
Tabla 4.3: Cortante Dinámica.....	90
Tabla 4.4: Periodos naturales de la estructura (T)	91
Tabla 4.5: Cortante Estático.....	91
Tabla 4.6: Escalamiento de Carga Sísmica	92
Tabla 4.7: Fuerzas de diseño.....	93
Tabla 4.8: Combinaciones de carga para placa P-7	93
Tabla 5.1: Casos de abertura en la base	114
Tabla 5.2: Comparación de aspectos básicos y comentarios placa convencional e híbrida	121
Tabla A4.1: Tabla de distorsiones de entrepiso estimadas con ETABS	180
Tabla A4.2: Resumen de irregularidades.....	181

LISTA DE FIGURAS

Figura N°1.01: Curva esfuerzo deformación de los aceros de alta resistencia... 17	17
Figura N°1.02: Sección transversal del torón formado por 7 alambres..... 18	18
Figura N°1.03: Barras de tensado 18	18
Figura N°1.04: Funcionamiento de una viga postensado bajo cargas de servicio 20	20
Figura N°1.05: Pretensado de vigas por medio de anclajes individuales..... 21	21
Figura N°1.06: Materiales de un sistema Postensado 22	22
Figura N°1.07: Envoltura de un tendón no adherido 23	23
Figura N°1.08: Anclaje multi-torón y piezas de cuñas..... 23	23
Figura N°1.09: Anclaje monostrand para sistema adherido y no adherido respectivamente 24	24
Figura N°1.10: Sillas de soporte..... 24	24
Figura N°1.11: Bomba y Gato hidráulico 25	25
Figura N°1.12: a) Viga sin presfuerzo b) Acortamiento longitudinal..... 26	26
Figura N°1.13: Distribución de esfuerzo a lo largo del tendón 28	28
Figura N°1.14: a) Perfil del tendón b) Fuerzas en una longitud infinitesimal c) Diagrama de fuerzas asumiendo $F_1=F_2$ en b)..... 28	28
Figura N°1.15: Relación Esfuerzo del acero aliviado vs tiempo..... 31	31
Figura N°1.16: Curva Carga vs Distorsión para: a) placas monolíticas b) placas postensadas c) placas híbridas..... 36	36
Figura N°1.17: Comportamiento del muro a lo largo de la junta horizontal: a) abertura de la junta b) deslizamiento por corte 37	37
Figura N°1.18: Estados de rendimiento de una placa postensada 38	38
Figura N°1.19: Enfoque de diseño respecto a los estados de rendimiento 40	40
Figura N°2.01: Resultados de análisis por Kurama, Pessiki, Sauce Y Lu (1999)..... 42	42
Figura N°2.02: Energía disipada según Kurama (2002) 44	44
Figura N°2.03: Respuesta cíclicas de placas prefabricadas postensadas..... 44	44
Figura N°2.04: Respuesta cíclica de placas prefabricadas emulativas..... 45	45
Figura N°2.05: Pérdida del presfuerzo inicial 46	46
Figura N°2.06: Unión de placa prefabricada a cimentación para simular monolítica 48	48
Figura N°2.07: Método Puntal-tirante para una placa híbrida 48	48
Figura N°2.08: Curva V vs Δ para distintas distorsiones de diseño 50	50
Figura N°2.09: Idealización trilinear del comportamiento de placa postensada.. 51	51
Figura N°2.10: Resultados experimentales para placas híbridas y emulativa 53	53
Figura N°3.01: Diagramas de los Estados V_{dec} , V_{ell} , V_{llp} , V_{ccc} 61	61
Figura N°3.02: Relación I_e/I_{gross} vs c/L_w 64	64
Figura N°3.03: Diagrama de Cuerpo Libre en distorsión de diseño..... 64	64

Figura N°3.04: Idealización del comportamiento de placa híbrida	65
Figura N°3.05: Relación V vs Δ para placa con junta en la base	67
Figura N°3.06: Diagramas Momento-Curvatura y obtención de la curva	67
Figura N°3.07: Relación Curvatura ϕ con Abertura θ	67
Figura N°3.08: Principio de Saint Venant	68
Figura N°3.09: Características de la ubicación del acero postensado	71
Figura N°3.10: Principio de Saint Venant aplicado a la placa híbrida	71
Figura N°3.11: Esquema del ensayo por Smith, Kurama y McGinnis (2011).....	73
Figura N°3.12: Comparación de respuestas para distintos valores de α	75
Figura N°3.13: Valores discretos del error medio cuadrático	75
Figura N°3.14: Relación M_r vs θ del modelo propuesto en el ensayo de Smith, Kurama y McGinnis	76
Figura N°3.15: Esfuerzos de acero vs ángulo de apertura	77
Figura N°3.16: Obtención de la curvatura según el momento aplicado	78
Figura N°3.17:Relación de M_r - ϕ para distintas aberturas en la base para Configuración1	79
Figura N°3.18:Relación de M_r - ϕ para distintas aberturas en la base para Configuración2	79
Figura N°3.19: Ejemplo del Modelo Propuesto aplicado al ensayo de Smith, Kurama y McGinnis (2011).....	80
Figura N°3.20: Comparación Modelo Propuesto con el Ensayo realizado por Smith y Kurama	81
Figura N°3.21: Desplazamientos generados vs distorsión.....	82
Figura N°4.01: Ubicación del proyecto en el distrito de Lurigancho-Chosica.....	84
Figura N°4.02: Estructuración de edificación analizada	85
Figura N°4.03: Zonificación sísmica del territorio peruano.....	86
Figura N°4.04: a) Zonificación de suelos de los distritos de Lima.....	88
Figura N°4.05: Espectro de diseño	89
Figura N°4.06: Modelo tridimensional en ETABS.....	90
Figura N°4.07: Modos de oscilación: a) primer modo, b) segundo modo, c) tercer modo	92
Figura N°4.08: Diagrama de diseño de placa convencional	94
Figura N°4.09: Sección de placa convencional P-7.	96
Figura N°4.10: Diagrama de interacción de placa convencional.....	96
Figura N°4.11: Gráfica M - ϕ de placa convencional.....	98
Figura N°4.12: Gráfica P - Δ , carga lateral vs distorsión para placa convencional.....	98
Figura N°4.13: Modelo de materiales en placa híbrida	100
Figura N°4.14: Configuraciones en la placa híbrida P-7	105
Figura N°4.15: Dimensiones y materiales de placa híbrida P-7	106

Figura N°4.16: Resultado V vs Δ para la placa híbrida P-7	108
Figura N°5.01: Variación de la inercia efectiva para placa convencional.....	110
Figura N°5.02: Comportamiento del acero corrugado en la placa convencional	111
Figura N°5.03: Variación de la deformación del concreto respecto al momento resistente.....	112
Figura N°5.04: Distorsión de placa convencional y distorsión permitida.....	112
Figura N°5.05: Desplazamientos producidos versus cortante en placa convencional	113
Figura N°5.06: Variación de la inercia de la estructura comparada con Kurama (2012).....	114
Figura N°5.07: Relaciones M- ϕ para secciones de la placa híbrida	115
Figura N°5.08: Esfuerzo del acero corrugado contra abertura en la base	116
Figura N°5.09: Respuesta del Momento resistente versus la longitud de contacto en la base.....	117
Figura N°5.10: Respuesta del Momento resistente respecto a la abertura en la base.....	117
Figura N°5.11: Respuesta del esfuerzo en el acero postensado	118
Figura N°5.12: Composición de desplazamientos en placa híbrida.....	119
Figura N°5.13: Comparación Placa híbrida y convencional de V- Δ	120
Figura A4.1: Zona de escaleras, irregularidad en planta.....	180

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

E_y = módulo de elasticidad del acero corrugado

f_y = esfuerzo de fluencia del acero corrugado

f_u = esfuerzo último del acero corrugado

ϵ_{su} = deformación última del acero corrugado

Δf_{pES} = pérdida en el acero postensado por acortamiento elástico del concreto

Δf_{pF} = pérdida debido a la fricción

Δf_{pA} = pérdida en los anclajes

Δf_{pR} = pérdida por relajación del acero

Δf_{pCR} = pérdida por creep

Δf_{pSH} = pérdida por contracción

f_c = esfuerzo de compresión en el concreto

E_c = módulo de elasticidad del concreto

P_i = fuerza del acero postensado luego de las pérdidas

P_j = fuerza del acero postensado en la transferencia de esfuerzo del gato

E_p = módulo de elasticidad del acero postensado

f_{pi} = esfuerzo inicial luego de las pérdidas de fuerza de postensado

f_{py} = esfuerzo de fluencia del acero postensado

f_{pu} = esfuerzo último del acero postensado

V = fuerza cortante producida por carga externa

Δ = distorsión, relación del desplazamiento con la altura

A_p = área de acero postensado

A_s = área de acero corrugado

L_w = longitud de placa

t_w = espesor de placa

H_w = altura de placa

ρ = cuantía de acero, relación de área de sección del acero corrugado y área de placa

β_m o k_d = factor de disipación de energía de placa híbrida, relación del momento resistido por el acero corrugado y las fuerzas restauradoras

c_m = longitud de contacto en la base en el estado último

N_{wd} = carga axial de diseño

V_{wd} = fuerza cortante de diseño

M_{wd} = momento de diseño

c'' = longitud de contacto en la base en el estado último para el concreto confinado

c = longitud de eje neutro de la sección y longitud de contacto en la base en caso de placa híbrida

I_e = momento de inercia efectiva

I_{gap} = momento de inercia producida por la longitud de contacto en la base

I_{gross} = momento de inercia bruta de la sección

δ = desplazamiento lateral

$\overline{C_d}$ = fuerza de reacción del concreto en el estado de diseño

c_d = longitud de contacto en la base para el estado de diseño

$f_{sd,avg}$ = esfuerzo promedio del acero corrugado en el estado de diseño

$f_{pd,avg}$ = esfuerzo promedio del acero postensado en el estado de diseño

ϕ = curvatura, relación de la deformación del concreto en su fibra más alejada y el eje neutro

θ = ángulo de la abertura en la base de una placa híbrida

a'' = bloque de esfuerzos del concreto confinado

ΔH = variación de la altura de la placa en la base

h = porción de la altura de la placa en la que actúa la variación de la altura

α = ángulo de incidencia de esfuerzos supuesto por el Principio de Saint Venant

l_p = ubicación del acero postensado desde un extremo de la placa

ε_c = deformación unitaria del concreto

m = momento producido por una carga unitaria

Z = factor de zonificación sísmica según la E.030-2016-2018

U = factor de uso de edificación según la E.030-2016-2018

S = factor de suelo según la E.030-2016-2018

R = factor de reducción sísmica según la E.030-2016-2018

T = periodo de la estructura

P = peso de la estructura

N_d = carga axial de entrepiso

INTRODUCCIÓN

La actividad sísmica es uno de los fenómenos naturales que produce las más grandes pérdidas tanto económicas como humanas, esto se ha incrementado con el desarrollo de las “super-ciudades” (población mayor a 2 millones), algunas de estas ciudades ubicadas en zonas de alto peligro sísmico (Calvi, 2006), el Perú está localizado en una de las regiones de alta sismicidad, por esto la importancia de reducir los daños (Castillo, Alva, 1993).

Las estructuras más comunes para resistir las fuerzas sísmicas son las paredes de corte (placas) debido a su alta resistencia, pero además de esto se le debe proporcionar la estructuración para una suficiente capacidad de deformación sin daño para resistir las fuerzas sísmicas en un periodo de tiempo adecuado (ductilidad) para salvaguardar las vidas humanas (Mohamed, Sabry, Benmokrane, Neale, 2014)

Al comprender las fuerzas sísmicas se observa que se diferencia notablemente de las fuerzas de gravedad, viento y otras en su mayor sensibilidad de las fuerzas inducidas por la geometría de la estructura, es decir, sin el diseño estructural adecuado, podemos inducir las fuerzas y desplazamientos en puntos (lugares sin reforzamiento) de la estructura incapaces de proporcionar la resistencia o ductilidad adecuada. Por tal motivo el rigidizar un elemento no siempre es la mejor solución, pues puede rigidizarlo a un tipo de carga e incrementar las fuerzas en el elemento y cambiar la falla de dúctil a frágil (Nilson, 2001).

Las placas de edificios de poca altura resisten principalmente las fuerzas laterales, características de las fuerzas de sismo y viento. Las paredes de poco espesor resistirán además flexiones significativas, ante un análisis de este tipo las magnitudes de desplazamiento son las que predominan en la determinación de cargas resistidas por la pared (Nawy, 2009).

De lo expuesto anteriormente, las fallas estructurales en los muros de corte (placas) se originan por los desplazamientos que exceden la capacidad de deformación de los elementos estructurales de una edificación, como son las placas. Al superar estas deformaciones se producen daños a la estructura; esto genera pérdidas que en su peor pronóstico pueden ser humanas, de igual forma existen pérdidas económicas y sociales.

Objetivos

Objetivo General

- Análisis no lineal de placas híbridas para mejorar la ductilidad de edificios menores a 5 pisos.

Objetivos Específicos

- Analizar la composición de placas con acero postensado no adherido y acero corrugado.
- Diseñar placas híbridas para la mejor estructuración que aporte una capacidad de deformación mayor a la que ofrecen las placas convencionales.
- Análisis comparativo de la resistencia de placas híbridas y las placas convencionales.

Hipótesis

- Es posible mejorar la ductilidad de edificios, evitando el colapso, daños estructurales, pérdidas humanas y económicas al usar placas híbridas, de esta manera se evitará que se excedan las deformaciones permisibles ante eventos sísmicos severos.

El desarrollo de esta tesis pretende introducir criterios estructurales básicos y conocimiento sobre el funcionamiento de placas híbridas y la importancia en el diseño y colocación de elementos estructurales como lo son el acero corrugado y el acero postensado, el objetivo principal busca demostrar el beneficio del uso de dichas placas en edificios construidos en el territorio peruano permitiendo un mayor desplazamiento sin involucrar un daño significativo en la placa de concreto postensado, entre los objetivos específicos se pretende mostrar la relación del funcionamiento entre el concreto, el acero corrugado y el acero postensado, para poder establecer dicha relación es necesario conocer el comportamiento individual de cada material para comprender la respuesta de una estructura integrada por los elementos descritos, la ubicación de estos puede cambiar el comportamiento general de la estructura lo cual puede aprovecharse empleando criterios sismoresistentes, adicionalmente se realizará una comparación del diseño de una placa híbrida junto a una placa convencional bajo la misma demanda sísmica para diferenciar principalmente la capacidad de deformación y la ductilidad que brindan ambos sistemas estructurales, para ilustrar esto se tomará como ejemplo una edificación en la que se emplee placas estructurales como sistema resistente y aplicar el análisis realizado en la presente tesis.

CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO

En la presente tesis se tocarán temas de análisis sísmico, diseño estructural y uso y aplicación de materiales y elementos estructurales por tal motivo y para una concepción general de los términos a usar se describen los conceptos principales de las expresiones que se usarán.

1.1. Elementos Prefabricados

Una de las principales características del elemento estructural estudiado en esta tesis es su sistema constructivo, el cual es el de ser prefabricado, estas estructuras tienen numerosas ventajas que serán mencionadas en este ítem, las cuales se desarrollaron en la búsqueda de productos más fiables, eficaces y estéticos, que brindan estos elementos.

Otro motivo del desarrollo de los productos prefabricados es su incremento desde inicio de finales de los 70' hasta la fecha en la industria de la construcción, este incremento es debido en parte al alza de la mano de obra in situ de los procesos convencionales, Nilson (2001).

Una de los objetivos y ventajas de realizar elementos prefabricados es que se pueden conseguir casi cualquier forma constructiva, por consiguiente, variantes de estética que se requieren en el diseño arquitectónico. Respecto a sus propiedades con el concreto, uno de los méritos de su uso se verifica en su eficiencia energética que se muestra en el comportamiento térmico variable según la densidad conseguida que se puede mejorar en una fábrica de producción, estos elementos perduran en el tiempo ya que no se producen serias deformaciones debido a dilataciones térmicas, por lo que la durabilidad al pasar de los años es confiable.

La eficiencia estructural es garantizada por medio de los controles de producción en fábrica, esto puede mejorar notablemente la calidad según los controles técnicos y ambientales, la temperatura controlada de fábrica que es estable (las condiciones climatológicas del proyecto no afectan su producción) y los profesionales expertos puestos en su fabricación. De igual forma se garantiza y controla un uniforme recubrimiento de la armadura que asegura alta resistencia y calidad del concreto, con esto se mantiene la durabilidad antes mencionada.

Los elementos prefabricados brindan alta capacidad de precisión con acabados de calidad y una alta velocidad de montaje de cualquier tipo de elemento, además esta colocación de elementos sin ninguna máquina de vibración u otro proceso que produzca ruido hace del levantamiento del edificio uno silencioso, lo cual es

beneficioso para los residentes de la zona, trabajadores e imagen del proyecto. Se puede minimizar los desperfectos producidos de su fabricación, ya que si el elemento aún no ha sido colocado en obra su manipulación y revisión es más sencilla, además la mayoría de los fabricantes brindan asesoramiento sobre su limpieza y reparación para alcanzar perfectamente estos objetivos.

En cuanto a los residuos generados en una fábrica, pueden ser recolectados con mayor facilidad debido al espacio de producción ubicado especialmente para el elemento fabricado y reciclarlos incluso en pequeñas cantidades. Además, una medida poco usada pero no descartada de un elemento prefabricado es su reutilización, pues estos elementos pueden ser desmontados y usarse íntegramente al ser transportados a otros edificios de similares características.

Generalmente no existe continuidad en las uniones de estructuras prefabricadas. En el caso de una carga anormal (perteneciente a sismos), el fallo de una conexión puede hacer colapsar un elemento y luego otro hasta el colapso total, por tal motivo se evitan las conexiones “blandas” (conexiones que dependen de la fricción producida por fuerzas de gravedad) estas transmiten reacciones en una sola dirección, similares a los apoyos basculantes en las conexiones de acero, que permiten limitada cantidad de movimiento para liberar otras fuerzas.

En la experiencia para estructuras prefabricadas la adición de refuerzo especial ayuda a mantener la integridad estructural con muy poco costo de construcción, Nilson (2001).

Este es un objetivo de la tesis, el evaluar la capacidad de rendimiento de las placas prefabricadas como elemento estructural para soportar las cargas laterales.

1.2. Acero Corrugado

Generalmente el acero es usado en la construcción para resistir las fuerzas de tracción, para las cuales el concreto no tiene buena resistencia, es por ello su necesaria adición en el concreto armado para soportar fuerzas a tracción y compresión.

En el caso de esta tesis mostramos otro de los beneficios otorgados por este material, con la capacidad de disipación de energía otorgada por este producto, su esfuerzo y deformación otorgará a la estructura la capacidad de disipar energía de manera adecuada para evitar daños excesivos.

El acero corrugado que debe cumplir las especificaciones del ASTM A615 es vendido en varillas de 9 m de longitud, con pequeñas “corrugas” en toda su longitud que proporcionan adherencia al concreto, sin embargo en el

diseño de la placa híbrida de esta tesis se buscará el aislamiento de una parte de esta varilla para poder estimar una deformación establecida por el diseñador, es por medio de la deformación en la longitud no adherida de las barras de acero corrugado que se busca la mitigación del daño producido en el concreto.

La composición del acero es por la combinación del carbono con los metales comunes, esto le proporciona el esfuerzo de estas barras que es generalmente alrededor de 60 ksi y sus propiedades que dominan su comportamiento son los siguientes:

- Módulo de elasticidad, E_y
- Esfuerzo de fluencia, f_y
- Esfuerzo último, f_u
- Designación del grado de esfuerzo
- El tamaño o el diámetro de la barra o alambre.

1.3. Acero Postensado

El acero postensado es un material de alta resistencia que brinda muchos beneficios a la construcción pero para alcanzar estos beneficios se precisan ciertas exigencias que debe cumplir, como su elevada resistencia (ver figura N°1.01) para que las pérdidas en el esfuerzo del acero postensado (por relajamiento del acero, contracción y fluencia del concreto) sean reducidas, es decir conseguir un alto grado del rendimiento del tensado mediante una buena resistencia del acero, la buena tenacidad debe ser característico en el material para que el acero postensado no falle por una rotura frágil debido a defectos mecánicos o por deformación en frío junto a los anclajes, además debe tener reducida sensibilidad a la corrosión, otra exigencia deben ser las grandes longitudes producidas en fábrica, de esta forma se evitan los empalmes y pérdidas de material producidas en casos de grandes longitudes.

El uso de este tipo de material es mediante tres elementos, el primero de ellos son los “alambres” regulados bajo la norma ASTM A-421, que indican diámetro desde 3mm hasta 7mm para su fabricación, la unión de 7 alambres enroscados forman un torón, los “torones” son especificados en el ASTM A-416, por lo general los torones usan diámetro de 1,27 cm (0.5”) y 1,52 cm (0.6”) con áreas de 0.987 cm^2 y 1.4 cm^2 respectivamente, las áreas son menores a los generados por el diámetro debido a los espacios que se generan entre los contactos de alambres (ver figura N°1.02), finalmente las “barras de tensado” son reguladas por el ASTM

A-722, estas barras postensadas (ver figura N°1.03) son usadas generalmente en micro-pilotes, cimentaciones y anclajes, son barras enroscadas esto les da buena adherencia, el objetivo es reducir las dilataciones mediante fuerzas de tracción que se transmiten a través de la cabeza al cuerpo inyector.

El esfuerzo al que llegan los aceros postensados es el motivo de su uso, la capacidad de pequeñas deformaciones a pesar del alto esfuerzo aplicado se muestra en la figura N°1.01.

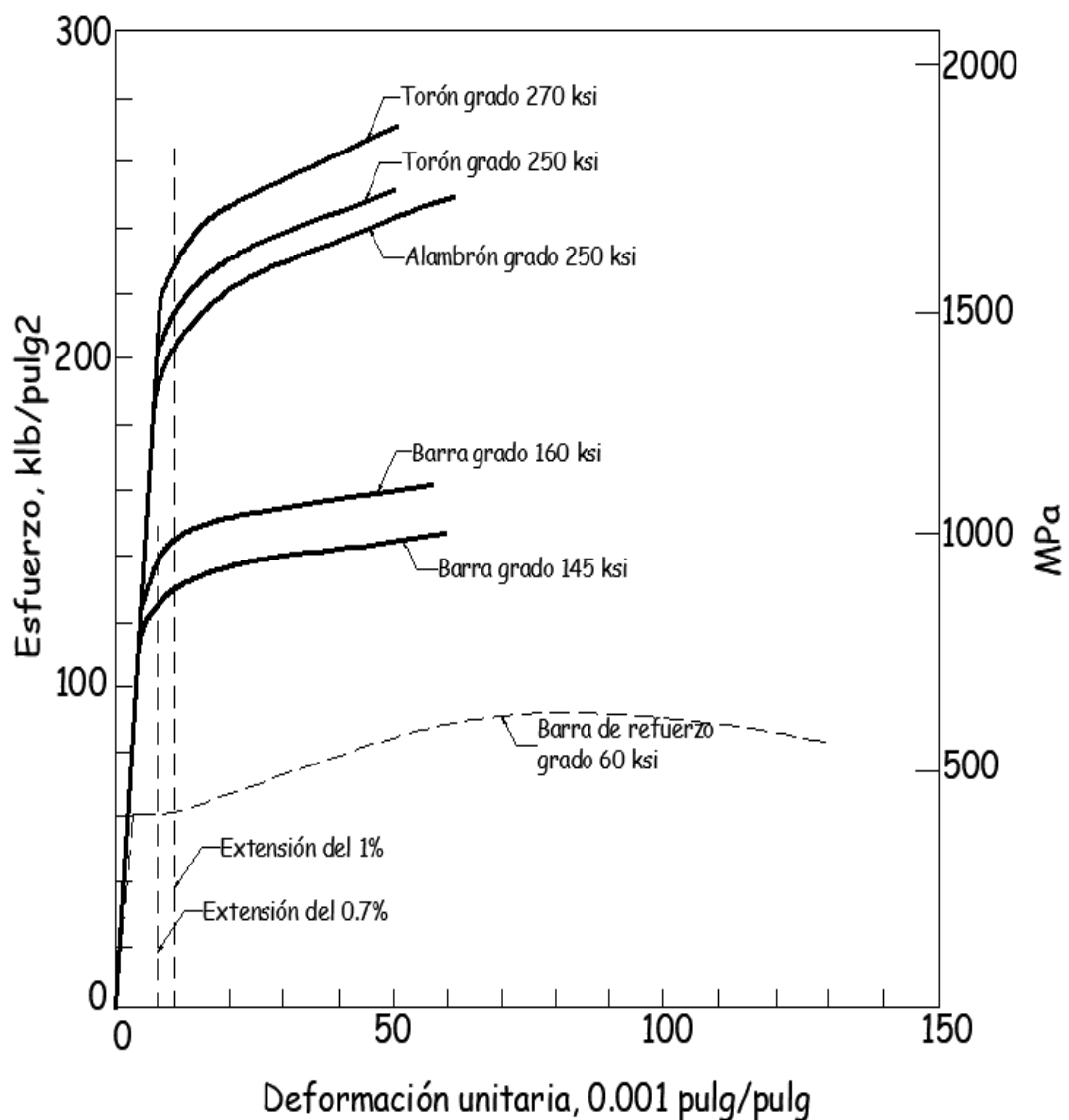


Figura N°1.01: Curva esfuerzo deformación de los aceros de alta resistencia
Fuente: Yactayo, 2015

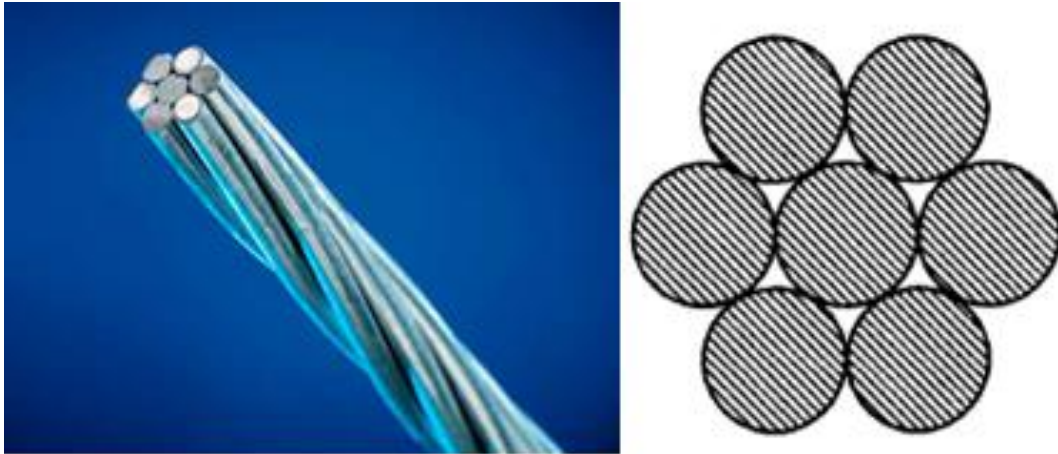


Figura N°1.02: Sección transversal del torón formado por 7 alambres
Fuente: Nawy, 2009

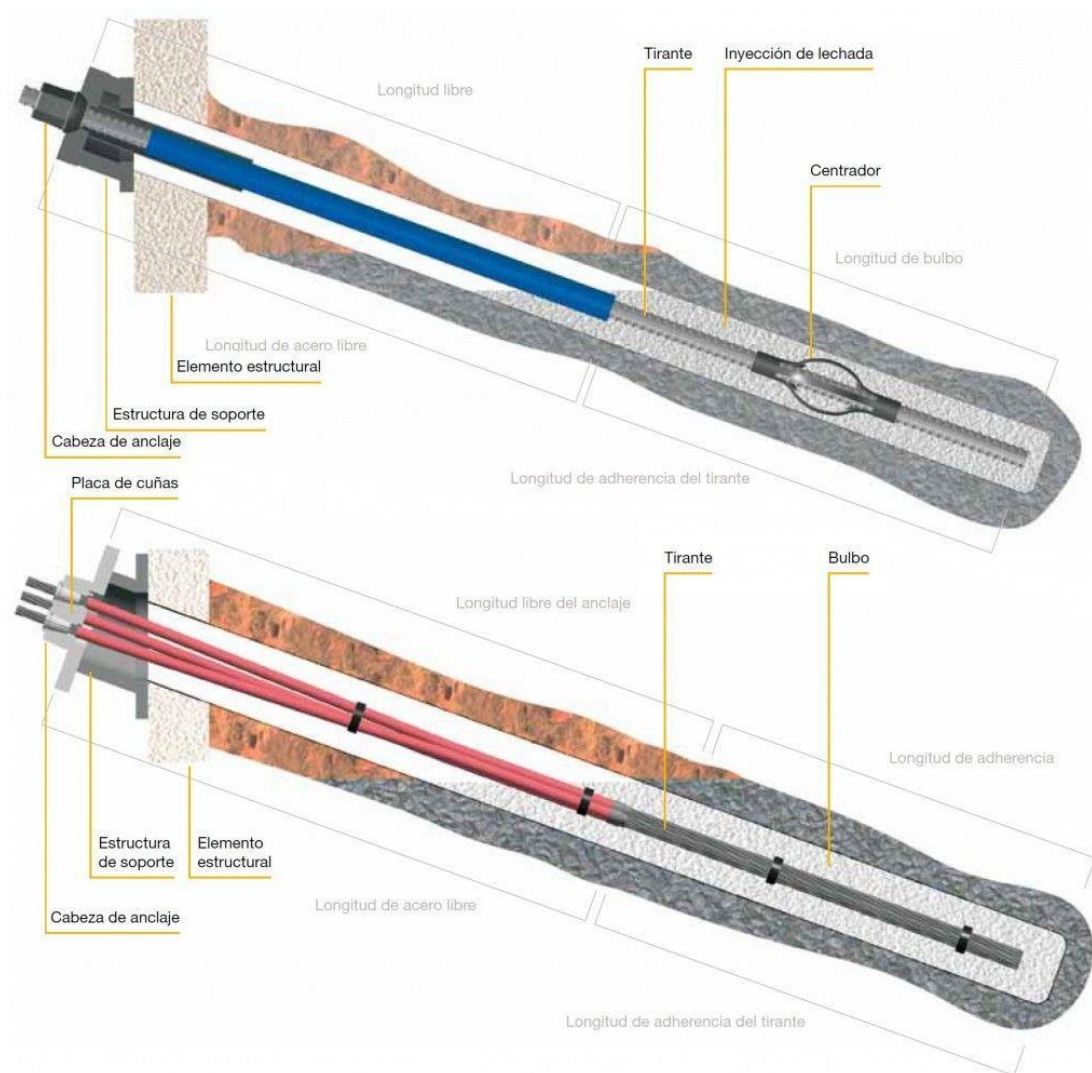


Figura N°1.03: Barras de tensado
Fuente: <http://capacitacion-geomecanica-geotecnia.blogspot.com/2016/11/estimados-profesionales-compartimos-con.html>

1.4. Concreto Presforzado

El motivo principal de usar acero dentro del concreto siempre fue resistir los esfuerzos a tracción para los cuales el concreto no tiene buena resistencia, sin embargo el acero corrugado mencionado en el ítem 1.2 no evita completamente la formación de grietas y las deflexiones producidas en el concreto, en tal sentido es conveniente el usar acero postensado para el cual se estudiaron sus características en el ítem 1.3.

Esencialmente el uso de concreto presforzado consiste en introducir de forma artificial cargas permanentes, de sentido contrario a las cargas de servicio y de una magnitud controlada de modo que no se excedan los esfuerzos que pueda soportar el elemento presforzado, estas cargas introducidas generan esfuerzos de compresión por efecto de la fuerza axial y la flexión producida mediante las excentricidades del tendón respecto al eje neutro de la sección del elemento, el funcionamiento es mostrado en la figura N°1.04. Sin embargo, en esta tesis se emplea un uso semejante en cierta medida pues al colocar el acero postensado en una placa se busca soportar las cargas laterales generadas por sismos, pero como principal objetivo de estas es conseguir el auto-centrado necesario para un óptimo comportamiento de la placa.

Existen más ventajas al usar concreto presforzado, mencionadas por Leonhardt (1980):

- El aprovechamiento de materiales de alta resistencia, ya que se usa gran parte de su alto esfuerzo permisible tanto en el acero postensado como en el concreto.
- El presfuerzo reduce las fisuras en el concreto o al menos limitarlas a un valor insignificante, eso aumenta en gran medida la durabilidad.
- Las estructuras tienen deformaciones muy reducidas, pues las producidas por el presforzado se equilibran con las deformaciones de las cargas opuestas al presforzado.
- El uso de concreto presforzado brinda a las estructuras la capacidad de soportar excesos de carga sin daños considerables, pues una vez alcanzada el esfuerzo de acero aún se cuenta con el otorgado por el concreto.

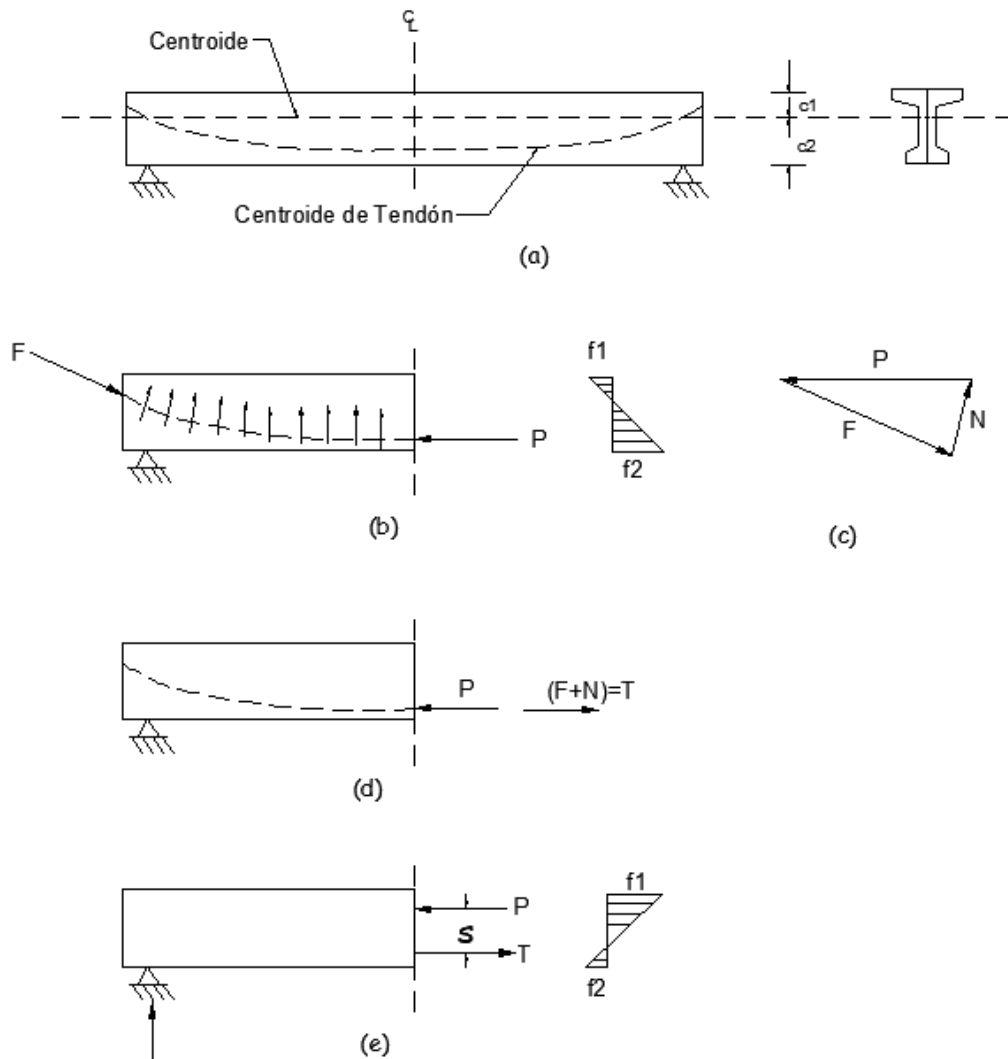


Figura N°1.04: Funcionamiento de una viga postensado bajo cargas de servicio

Fuente: Nilson, 1987

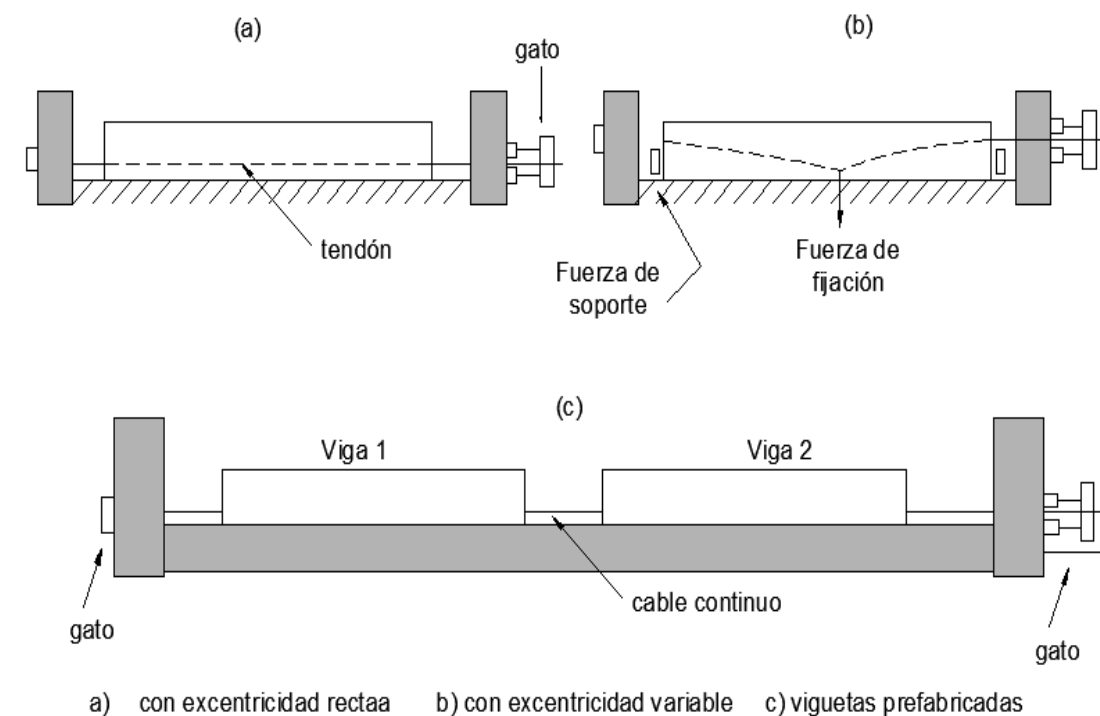
TIPOS DE PRESFUERZO

1.4.1. Pretensado

Consiste en el tensado del acero postensado en anclajes independientes (ver figura N°1.05), que no pertenecen al elemento que queremos presforzar, estos anclajes son lo suficientemente grandes y resistentes para soportar las cargas aplicadas, se llama "pretensado" por el presfuerzo otorgado al acero postensado antes del endurecimiento del miembro de concreto al que se le colocará, por lo que el miembro a presforzar es vaciado de concreto después del pretensado del acero. Esta práctica generalmente se realiza para elementos prefabricados en una planta de fabricación.

1.4.2. Postensado

En este sistema de presforzado los torones, y barras se pres fuerzan luego de que el concreto haya alcanzado de manera parcial o total su capacidad de esfuerzo, los tendones se colocan en ductos longitudinales dentro del elemento de concreto, el hueco en cada tendón y sus ductos se llena con mortero que se endurece o grasa inhibidora a la corrosión, la lechada otorga unión del tendón al concreto que lo rodea y reduce significativamente la corrosión para los tendones. La fuerza de presforzado se transmite a través de los anclajes colocados en los extremos y la adhesión por el mortero (ver figura N°1.06).



a) con excentricidad recta b) con excentricidad variable c) viguetas prefabricadas
Figura N°1.05: Pretensado de vigas por medio de anclajes individuales
Fuente: <http://todaslasingenierias.blogspot.com/2015/01/concreto-postensado-y-pretensado.html>

1.5. Sistemas de presforzado

1.5.1. Postensado Adherido

El sistema de postensado adherido consiste en la adherencia entre los tendones y el concreto en toda su longitud, la principal diferencia con el otro sistema (No adherido) es el material usado para llenar el hueco en los espacios del ducto que contiene los tendones, este sistema usa lechada de mortero el cual evita la corrosión y brinda adherencia al acero postensado.

1.5.2. Postensado No adherido

En el sistema no adherido en lugar de usar lechada de concreto se coloca grasa de protección (ver figura N°1.07), la cual también cumple con requisitos anticorrosivos, el único enlace entre los tendones y el concreto en este tipo de postensado es a través de los anclajes, por esto también de la importancia de los materiales que se usan en estos sistemas, materiales que se describen más adelante. El sistema no adherido es muy usado en losas postensadas debido a su extrema eficiencia y economía.

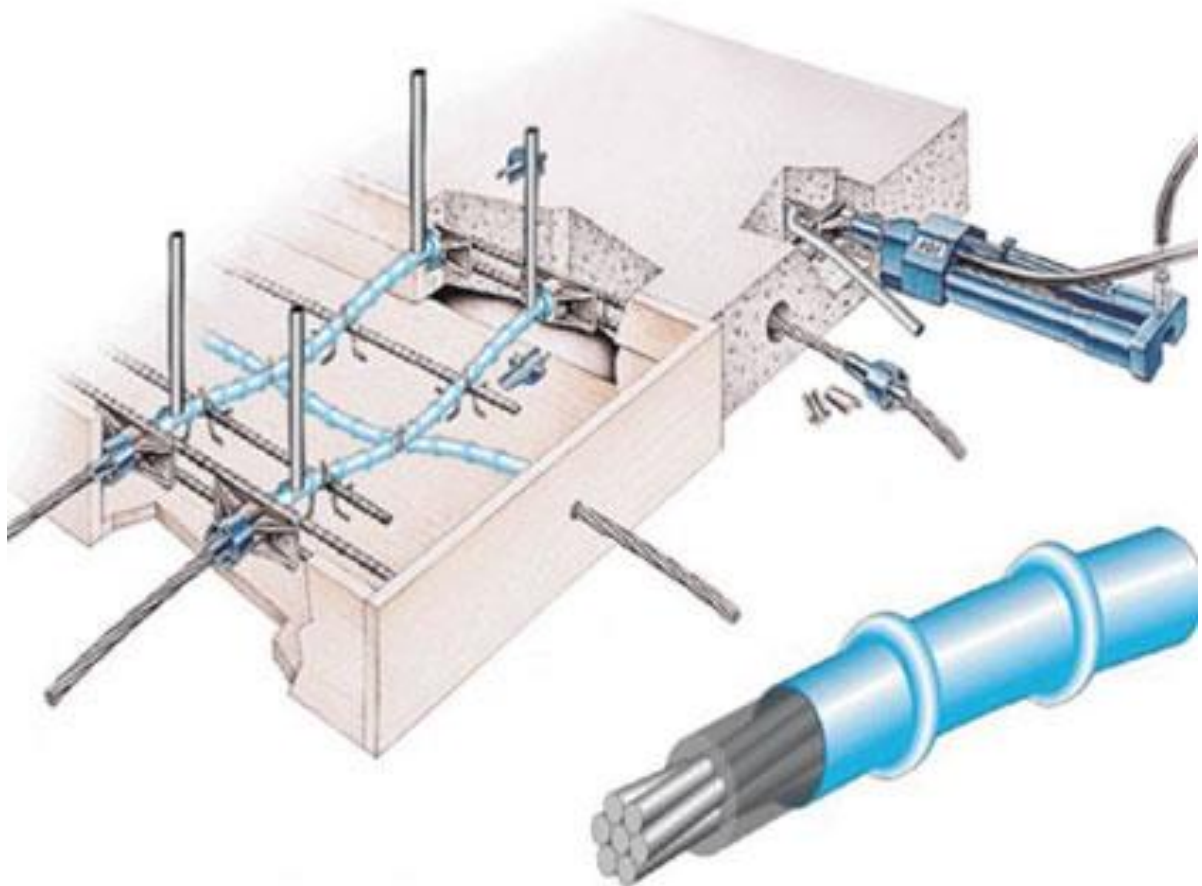


Figura N°1.06: Materiales de un sistema Postensado
Fuente: <http://www.postensa.cc/>

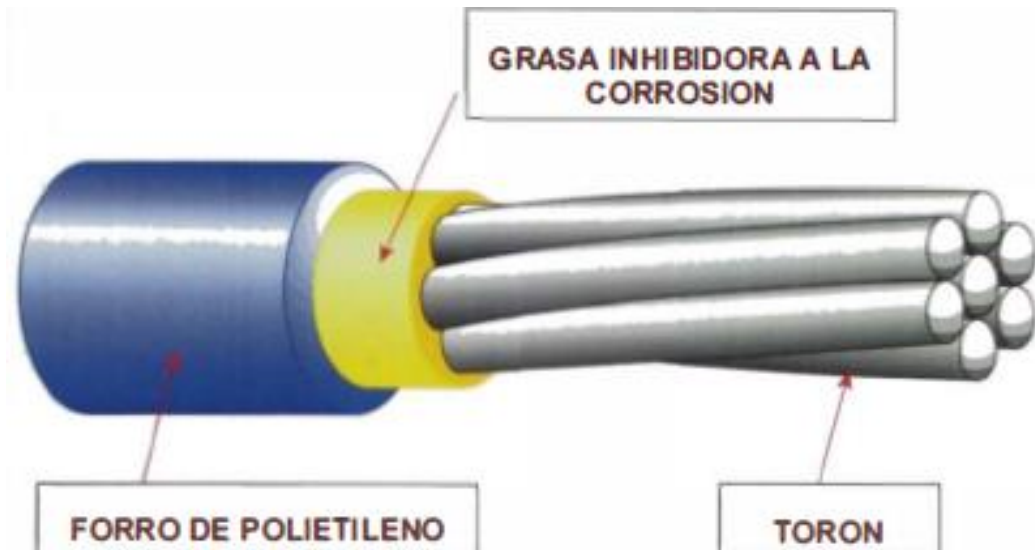


Figura N°1.07: Envoltura de un tendón no adherido
Fuente: Yactayo, 2015

1.6. Materiales y Equipos usados

Anclajes y cuñas

Los anclajes son parte esencial para la transmisión de la fuerza de presforzado, existen diversos tipos según el sistema que se use, están los estándar y los encapsulados para el sistema adherido y no adherido, respectivamente, además estos anclajes en vigas de grandes dimensiones son usadas para multi-torones mostrados en la figura N°1.08, el hoyo en los anclajes es para el paso del cable y su captura con las cuñas, estas cuñas pueden ser en 2 o 3 piezas.



Figura N°1.08: Anclaje multi-torón y piezas de cuñas
Fuente: <http://www.samayca.com.pe/projects-2/>

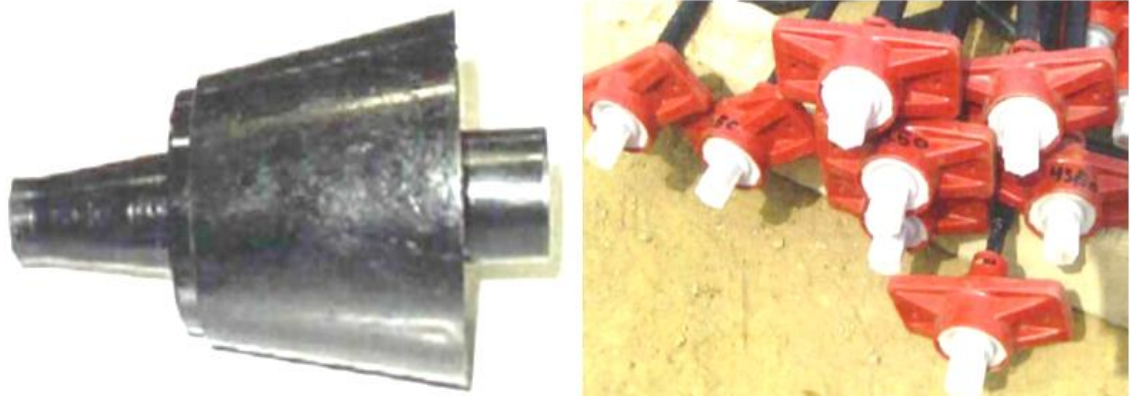


Figura N°1.09: Anclaje monostrand para sistema adherido y no adherido respectivamente
Fuente: Yactayo, 2015

Sillas de soporte

La función de las sillas de soporte (ver figura N°1.10) es darle la altura requerida en los planos a los tendones, estas sillas están hechas de acero corrugado y son muy usadas en losas.



Figura N°1.10: Sillas de soporte
Fuente: Yactayo, 2015

Bomba y Gato hidráulico

La bomba y el gato mostrados en la figura N°1.11 tienen funcionamiento conjunto, mientras la bomba a través de sus mangueras bombea aceite hidráulico al gato este con sus cuñas de agarre toma los tendones y los comienza a tensar hasta alcanzar la fuerza o esfuerzo (presión) de diseño, el cual es medido mediante un manómetro.



Figura N°1.11: Bomba y Gato hidráulico
Fuente: Yactayo, 2015

1.7. Ventajas del No Adherido en Carga Lateral

Se ha visto las características del acero postensado, en virtud de estas características y los procesos constructivos realizados; las siguientes ventajas pueden ser mejoradas:

- Al tener los tendones dentro de un ducto aislado este tiene una deformación uniforme en toda su longitud, este comportamiento retarda la fluencia del acero postensado.
- El acero postensado tiene esfuerzos que no son transmitidos de manera directa al concreto, ya que la transmisión de esfuerzos es básicamente en los extremos de la placa, es decir en los anclajes, de esta manera la fisuración en los paneles que forman la placa son reducidos.
- La falla del acero postensado tiene menor probabilidad esto brinda una mayor deformación y alcanzar una mayor distorsión en el rango no lineal.
- A pesar de tener una pérdida de la fuerza de postensado por la deformación inelástica, la capacidad de auto-centrado se mantiene.
- La reducción en la rigidez lateral inicial de la placa es menor.

1.8. Pérdidas de presfuerzo

En el diseño de los elementos de concreto presforzado la fuerza en los torones se puede indicar de dos maneras, la primera es mediante la fuerza de diseño que queremos que tenga el cable (en unidades de fuerza) o el esfuerzo que deseamos por unidad de área (en unidades de presión o esfuerzo), esta fuerza o esfuerzo indicados para el diseño es la que se requiere en la funcionalidad del elemento presforzado, pero no corresponde al aplicado por el gato hidráulico, ya que luego de colocar la fuerza o esfuerzo inicial este sufre pérdidas, estas pérdidas se deben

a diversos factores algunos respecto al concreto otros al acero postensado e incluso a la interacción del concreto y acero, para la mejor comprensión de estas pérdidas se pueden dividir en dos grupos; pérdidas elásticas inmediatas y pérdidas dependientes del tiempo.

PÉRDIDAS INMEDIATAS

1.8.1. Acortamiento elástico del concreto (Δf_{pES})

Debido al presfuerzo aplicado al torón este transmite la fuerza aplicada al concreto, comprimiendo el elemento, el concreto al ser comprimido experimenta una diminuta deformación y ya que el acero postensado está dentro del concreto éste sufrirá una deformación junto al elemento de concreto, al acortarse la deformación del acero postensado también se reduce la fuerza aplicada al torón.

En pretensado

En elementos pretensados, la fuerza aplicada al tendón resulta en un acortamiento del elemento, esto se muestra en la figura N°1.12, donde la deformación unitaria del concreto es $\epsilon_{ES} = \Delta_{ES}/L$, además la deformación en el concreto puede relacionarse al esfuerzo que experimenta por el módulo de elasticidad $\epsilon_{ES} = f_c/E_c = P_i/(A_c E_c)$.

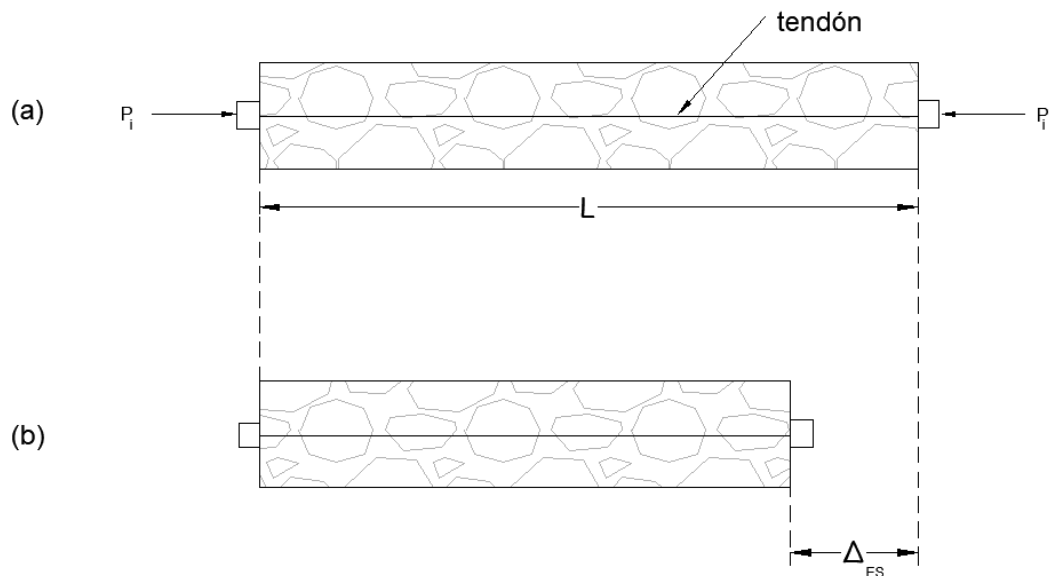


Figura N°1.12: a) Viga sin presfuerzo b) Acortamiento longitudinal
Fuente: Nawy, 2009

Cabe resaltar que los tendones sufren un acortamiento de magnitud similar que el concreto, lo cual se ve reflejado en una pérdida de esfuerzo.

$$\Delta f_{pES} = E_s \epsilon_{ES} = \frac{E_s P_i}{A_c E_c} = \frac{n P_i}{A_c} = n f_{cs}$$

Donde f_{cs} es el esfuerzo en el centro de la viga de la figura N°1.12 cuando el tendón pasa por el centro de la viga, pero si el tendón tuviera una excentricidad e debajo de su centroide y se tomara en cuenta el momento M_D que causa el peso propio de la viga, este esfuerzo toma la siguiente expresión:

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_D e}{I_c}$$

El valor de P_i es un valor un poco menor al aplicado por el gato hidráulico (P_j), la reducción ocurre inmediatamente después de que la fuerza haya sido aplicada. Las observaciones de trabajos realizados indican que esta reducción es alrededor de un 10%.

En postensado

En el caso del postensado, la pérdida por acortamiento es variable y depende de la cantidad de tendones tensionados a la vez hasta alcanzar el esfuerzo deseado, si n es la cantidad de tendones tensionados a la vez, el esfuerzo perdido se representaría por:

$$\Delta f_{pES} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (\Delta f_{pES})_j$$

De esta manera si todos los tendones son tensionados a la vez la pérdida sería igual a cero, y si tensionamos en grupos, el primer grupo sufrirá la mayor pérdida y el último grupo no tendrá pérdida de esfuerzo alguna, esto se debe a la deformación consecutiva que reciben los primeros grupos tensados, una práctica de este procedimiento se da en vigas de puentes postensados en los cuales se tensan grupos a diferentes estados de construcción.

1.8.2. Pérdida debido a la fricción (Δf_{pF})

Esta pérdida solo ocurre en miembros postensados debido a la fricción que existe entre los tendones y el mortero inyectado dentro del ducto de los tendones, el valor de la pérdida depende de dos factores geométricos, el primero es la forma o alineamiento del tendón el cual provoca el “efecto de curvatura”, el segundo trata acerca de las desviaciones locales en el alineamiento el cual se denomina “efecto de oscilación”. En la figura N°1.13 se muestra el esfuerzo del tendón a lo largo de su longitud y se observa que la pérdida por fricción varía linealmente desde un extremo al otro, siendo el extremo alejado del gateo el que tiene mayor pérdida por fricción.

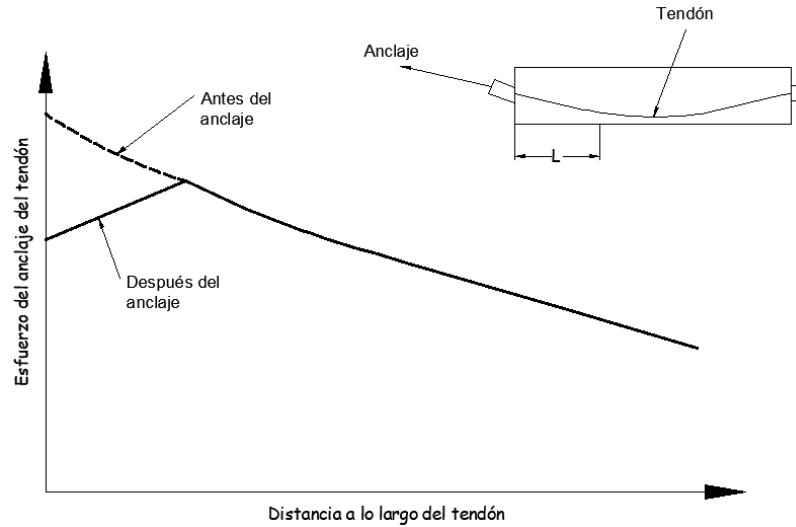


Figura N°1.13: Distribución de esfuerzo a lo largo del tendón
 Fuente: Nawy, 2009

Si el tendón es presforzado con una fuerza F_1 en un extremo, y el coeficiente de rozamiento entre el tendón y el ducto es μ , en un tramo muy pequeño tenemos el diagrama de cuerpo libre de la figura N°1.14 y un diferencial de fuerza perdido por fricción dF_1 , valor que depende de la curvatura α y a lo que se llama “efecto de curvatura”.

$$dF_1 = -\mu F_1 d\alpha$$

Al integrar la ecuación diferencial tenemos:

$$\log_e F_1 = -\mu\alpha$$

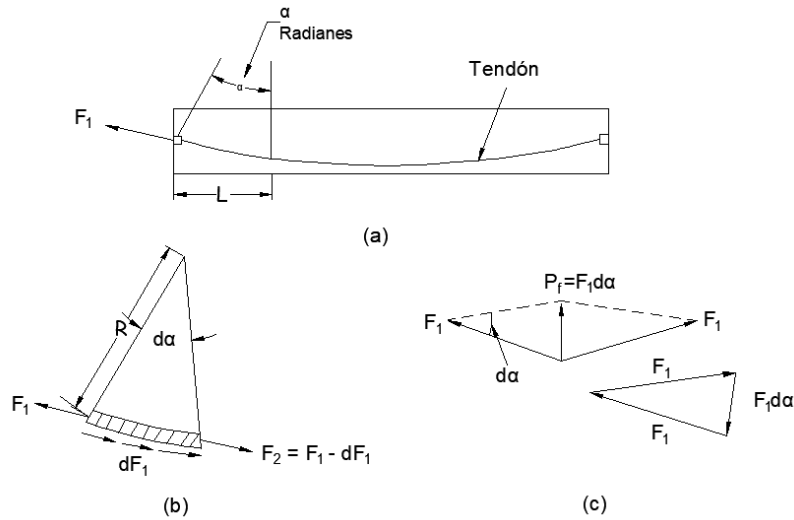


Figura N°1.14: a) Perfil del tendón b) Fuerzas en una longitud infinitesimal
 c) Diagrama de fuerzas asumiendo $F_1 = F_2$ en b)

Fuente: Nawy, 2009

Con $\alpha = L/R$

$$F_2 = F_1 e^{-\mu\alpha} = F_1 e^{-\alpha(L/R)}$$

Mientras que el coeficiente de rozamiento entre el tendón y el concreto en el ducto debido al “efecto de oscilación” es K , se asume otra pérdida similar a la anterior:

$$F_2 = F_1 e^{-KL}$$

Que por adición a la primera tenemos:

$$F_2 = F_1 e^{-\mu\alpha - KL}$$

En términos de esfuerzo:

$$f_2 = f_1 e^{-\mu\alpha - KL}$$

Y la pérdida por fricción está definida por:

$$\Delta f_{pF} = f_1 - f_2 = f_1(1 - e^{-\mu\alpha - KL})$$

Teniendo en cuenta que la fuerza de presfuerzo desde el inicio de la curva hasta el fin es pequeña (menor al 15%) la ecuación anterior se puede simplificar.

$$\Delta f_{pF} = -f_1(\mu\alpha + KL)$$

Los valores de fricción μ y K se dan en la tabla 1.1.

Tabla 1.1: Valores de coeficientes de fricción μ y K

Tipo de Tendón	Coefficiente de oscilación K por pie	Coefficiente de curvatura, μ
Tendones en metal flexible		
Tendones de alambre	0.0010 - 0.0015	0.15 - 0.25
7 hilos de alambre	0.0005 - 0.0020	0.15 - 0.25
Barras de alto esfuerzo	0.0001 - 0.0006	0.08 - 0.30
Tendones en ducto de metal rígido		
7 hilos de alambre	0.0002	0.15 - 0.25
Tendones cubiertos de masilla		
Tendones de alambre y de 7 hilos de alambre	0.0010 - 0.0020	0.05 - 0.15
Tendones engrasados		
Tendones de alambre y de 7 hilos de alambre	0.0003 - 0.0020	0.05 - 0.15

Fuente: Nawy, 2009

1.8.3. Pérdida en los anclajes (Δf_{pA})

Al realizar el tensado y soltar los tendones estos sufren un asentamiento en las cuñas de los anclajes, esto se da en miembros postensados, aunque también puede ocurrir en los lechos de colada de miembros pretensados debido al ajuste esperado. Una acción de prevención contra esta pérdida de esfuerzo sería aplicar

una sobretensión en los cables, el asentamiento de los tendones está alrededor de 1/4" y 3/8" para cuñas de dos piezas y la sobretensión que debería aplicarse depende del método usado para tensar los tendones, el asentamiento esperado lo debe indicar el fabricante. Con el asentamiento medido Δ_A la pérdida queda definida por:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} x E_p$$

PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO

1.8.4. Relajación del acero (Δf_{pR})

Al pasar del tiempo los tendones tienen un alargamiento constante debido al cual experimentan una pérdida de esfuerzo, esta pérdida no sólo depende del tiempo que lleve tensado el elemento sino también de la relación f_{pi}/f_{py} , es decir del pretensado inicial al esfuerzo del límite elástico que puede sufrir el tendón, esta pérdida se denomina esfuerzo de relajación, para controlar esta pérdida el código ACI 318-05 limita el esfuerzo aplicado a los tendones de la siguiente manera:

- a) Para esfuerzos debido al gateo, $f_{pi} = 0.94f_{py}$, pero no mayor que el menor valor entre $0.8f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante de los anclajes.
- b) Esfuerzo permitido inmediatamente después de la transferencia, $f_{pi} = 0.82f_{py}$, pero no mayor que $0.74f_{pu}$.
- c) En los tendones postensados, en los anclajes inmediatamente después de la fuerza transferido = $0.7f_{pu}$.

La pérdida por relajación se puede calcular en el tiempo medido en horas como:

$$\Delta f_{pR} = f'_{pi} \frac{\log t}{10} \left(\frac{f'_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

En la ecuación mostrada f'_{pi} corresponde al esfuerzo inicial con el cual el elemento de concreto es sujetado, la variación del esfuerzo respecto al tiempo

varía también respecto al esfuerzo inicial aplicado, esto se muestra en la figura N°1.15 en el cual a menor esfuerzo menor pérdida a lo largo del tiempo.

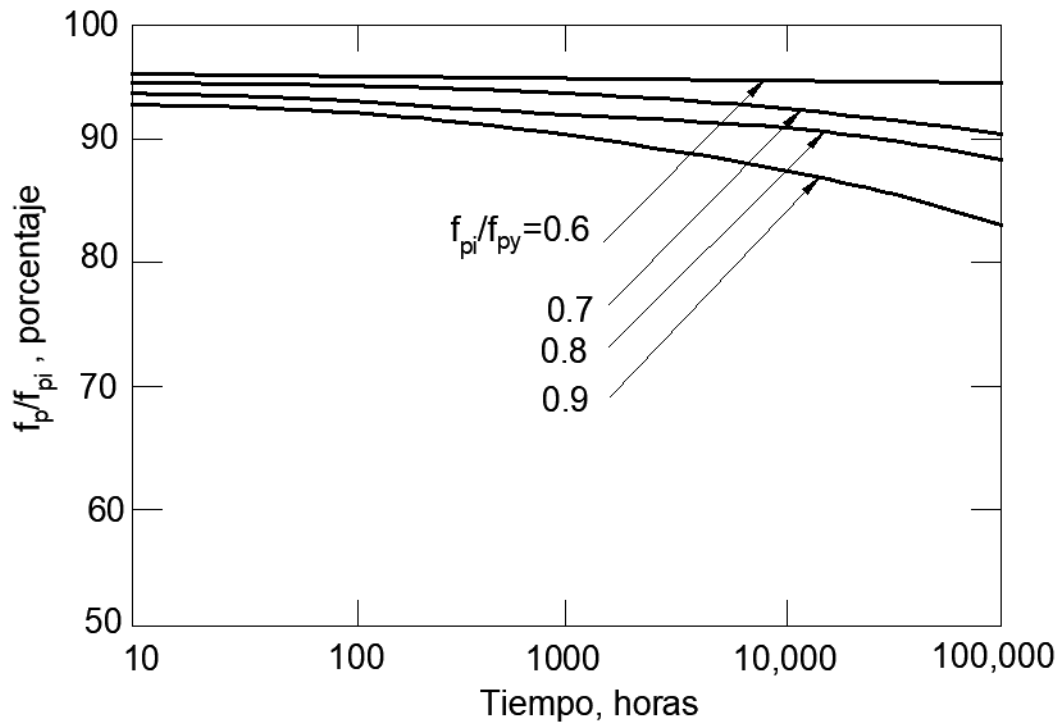


Figura N°1.15: Relación Esfuerzo del acero aliviado vs tiempo
Fuente: Nawy, 2009

El código ACI-ASCE usa un método a partir de parámetros de tablas, por medio de la contribución de pérdidas del acortamiento elástico, creep y contracción del concreto en una sola ecuación:

$$\Delta f_{pR} = [K_{re} - J\Delta(f_{pES} + f_{pCR} + f_{pSH})]xC$$

Donde los valores de K_{re} , J y C se dan en las tablas 1.2 y 1.3.

Tabla 1.2: Valores de K_{RE} y J

Tipo de Tendón *	K_{RE}	J
Grado 270, cable o alambre libre de tensiones	20,000	0.150
Grado 250, cable o alambre libre de tensiones	18,500	0.140
Grado 240 o 235, cable o alambre libre de tensiones	17,600	0.130
Grado 270, cable de baja relajación	5,000	0.040
Grado 250, alambre de baja relajación	4,630	0.037
Grado 240 o 235, alambre de baja relajación	4,400	0.035
Grado 145 o 160, barra libre de tensiones	6,000	0.050

* En acuerdo con ASTM A 416-74, ASTM A421-76 o ASTM A722-75

Fuente: Nawy, 2009

Tabla 1.3: Valores de coeficientes C

f_{pi}/f_{pu}	Cable o alambre libre de tensiones	Cable o alambre de baja relajación o Barra libre de tensiones
0.80		1.28
0.79		1.22
0.78		1.16
0.77		1.11
0.76		1.06
0.75	1.45	1.00
0.74	1.36	0.95
0.73	1.27	0.90
0.72	1.18	0.85
0.71	1.09	0.80
0.70	1.00	0.75
0.69	0.94	0.70
0.68	0.89	0.66
0.67	0.83	0.61
0.66	0.78	0.57
0.65	0.73	0.53
0.64	0.68	0.49
0.63	0.63	0.45
0.62	0.58	0.41
0.61	0.53	0.37
0.60	0.49	0.33

Fuente: Nawy, 2009

1.8.5. Pérdida por creep (Δf_{PCR})

Según Nawy (2009) los resultados experimentales del último siglo demuestran que el flujo de los materiales ocurre con las cargas o esfuerzos, este flujo que puede ser longitudinal o lateral debido a una tensión longitudinal se denomina creep.

La pérdida por creep es otra que toma muy en cuenta la duración que lleva el presfuerzo sobre el elemento, pero además intervienen otros factores pertenecientes al concreto como las proporciones de mezcla, condiciones de curado y condiciones ambientales, dado que la deformación debido al creep es prácticamente lineal se define un coeficiente de creep que relaciona ϵ_{CR} y ϵ_{EL} por una simple división $C_u = \epsilon_{CR}/\epsilon_{EL}$, para luego definir un coeficiente de creep en cualquier tiempo, usando el tiempo transcurrido desde la transferencia en días:

$$C_t = \frac{t^{0.60}}{10 + t^{0.60}} * C_u$$

Este valor varía desde 2 a 4 con un promedio de 2.35 y con este se puede medir la pérdida en elementos presforzados con sistema adherido, este valor de pérdida es definido también en función de los módulos de elasticidad del acero postensado y concreto como se muestra en la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pCR} = C_t \frac{E_{ps}}{E_c} f_{cs}$$

De igual manera que en las pérdidas por relajación del acero, el comité del ACI-ASCE propone una ecuación con el mismo formato que el de coeficiente de creep para evaluar la magnitud de la pérdida:

$$\Delta f_{pCR} = K_{CR} \frac{E_{ps}}{E_c} (f_{cs} - f_{csd})$$

O

$$\Delta f_{pCR} = nK_{CR} \frac{E_p}{E_c} (f_{cs} - f_{csd})$$

Donde: $K_{CR} = 2.0$ para miembros pretensados
 $= 1.6$ para miembros postensados

f_{cs} = Esfuerzo en el concreto en el nivel del centroide del acero al momento inmediatamente después de la transferencia.

f_{csd} = Esfuerzo en el concreto al nivel del centroide del acero debido a todas las cargas muertas impuestas luego del pretensado.

$n = modular\ ratio$

El valor de K_{CR} debería ser reducido un 20% para concretos de peso ligero.

1.8.6. Pérdida por contracción (Δf_{pSH})

La pérdida por contracción al igual que la pérdida por creep, depende de muchos factores del concreto como proporciones de mezcla, tipo de agregado, tipo de cemento, tiempo de curado, tiempo entre el final del curado externo y la aplicación del pretensado, tamaño del miembro, las condiciones ambientales, el tamaño y la forma del elemento a pretensar también influyen en la contracción, el 80% de esta pérdida se da aproximadamente en el primer año de vida de la estructura. La deformación unitaria de la contracción máxima es de $780 * 10^{-6}$ y este valor promedio se ve afectado por un factor de corrección (γ_{SH}) según el informe del ACI 209 R-92.

$$\epsilon_{SH} = 780 \times 10^{-6} \times \gamma_{SH}$$

Con esa deformación la pérdida de esfuerzo puede calcular según la gráfica esfuerzo deformación del acero postensado para miembros pretensados.

$$\Delta f_{pSH} = \epsilon_{SH} \times E_{ps}$$

El Instituto de Concreto Postensado propone también una ecuación para estimar la pérdida por contracción tomando en cuenta la humedad relativa (RH) como un valor de porcentaje y la relación volumen-superficie (V/S).

$$\Delta f_{pSH} = 8.2 \times 10^{-6} \times K_{SH} E_{ps} \left(1 - 0.06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

El valor de K_{SH} puede ser tomado de la tabla 1.4 pero tiene valor de 1 para miembros pretensados.

Tabla 1.4: Valores de K_{SH}

Tiempo desde el final del curado a la aplicación del presfuerzo, en días	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0.92	0.85	0.8	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

Fuente: Nawy, 2009

En esta tesis no se profundiza los efectos de estas pérdidas, no obstante es necesario conocer que el esfuerzo inicial usado en el análisis y diseño de las placas híbridas es el actuante luego de las pérdidas mencionadas por esto el estudio de estas, luego de ser estimadas son sumadas para obtener luego el esfuerzo de diseño que deseamos en el acero postensado (f_{p_i}), estas pérdidas son sumadas al esfuerzo de diseño para ser aplicadas por el gato hidráulico (f_{p_j}).

$$\Delta f_p = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pSH}$$

$$f_{p_j} = f_{p_i} + \Delta f_p$$

1.9. Placas de Concreto Armado

La presente tesis muestra el comportamiento de una placa, pero existen diferentes tipos de este elemento estructural, mencionados en las diversas investigaciones del Capítulo II, con la finalidad de diferenciar exactamente al ámbito de estudio de la tesis y comprender los temas presentados posteriormente por los investigadores se puede definir los siguientes elementos estructurales:

Placas convencionales

Son también conocidas como muros de corte o simplemente placas, son las usadas comúnmente en muchos países, en el Perú son el sistema principal de resistencia a cargas laterales por su gran rigidez. En este sistema las cargas son transmitidas por los elementos horizontales como vigas y losas, el comportamiento de una placa convencional se asemeja al de una viga en voladizo, que está sometida a esfuerzos de corte, compresión y flexión, la primera es aplicada por las cargas laterales, la fuerza de corte puede ser crítica en la base, la compresión se atribuye a las fuerzas de gravedad en el edificio y la flexión produce una tensión vertical cerca al lado cargado lateralmente y una compresión en el lado opuesto, su construcción es mediante un vaciado in situ, lo que otorga una estructuración monolítica.

Este sistema de placas convencionales ante fuertes sismos tiene una buena capacidad de disipación de energía liberada que se muestra en forma de grietas a través del concreto.

Placas prefabricadas (P.P.)

Este tipo de placas se construyen bajo un sistema de prefabricado mencionado anteriormente en el ítem 1.1, pero dentro de esta clasificación se puede distinguir 3 tipos de placas prefabricadas que se diferencian por los materiales usados en su composición a fin de conseguir distintos resultados, estos tipos de placas prefabricadas son:

1) P.P. Emulativas

Las placas prefabricadas emulativas buscan simular el uso de una placa convencional, esta clasificación se puede nombrar como una placa de transición entre las placas convencionales y las placas prefabricadas postensadas, en esta clasificación de placas no se usa acero postensado, Holden, Restrepo y Mander (2003) mencionan como uno de los objetivos del estudio de este tipo de placas el tener lineamientos de un punto de partida para el estudio de placas prefabricadas postensadas, así como evaluar el rendimiento de la conexión placa-cimentación, el cual es más visible en esta placa, este tipo de placa también es estudiado en Brian, Kurama y Michael (2013) comparándolas con placas prefabricadas híbridas de similares dimensiones descritos con mayor detalle en el Capítulo II.

Las siguientes 2 formas de placas prefabricadas están dentro de la categoría de "PLACAS POSTENSADAS":

2) P.P. Postensadas o P.P. Postensadas No adheridas

Tienen una composición conformadas por paneles de concreto armado y acero postensado, estas placas presentan una adecuada capacidad de auto-centrado proporcionada por las fuerzas de restitución (fuerzas de gravedad y la fuerza del acero postensado) sin embargo, las placas prefabricadas postensadas carecen de una eficiente capacidad de disipación de energía, por tal motivo buscando un mejor uso de los materiales para conseguir la disipación de energía necesaria se planteó la siguiente placa prefabricada.

3) P.P. Híbridas o P.P. Parcialmente Postensada o Placa Híbrida

La disipación de energía necesaria para un óptimo rendimiento de una placa prefabricada es alcanzada mediante el uso del acero corrugado, de esta manera a la combinación del uso de acero postensado y acero corrugado en una placa prefabricada se denomina “placa híbrida”, la idea de usar un elemento híbrido que combine estos materiales ya había sido aplicado en las uniones de viga-columna en la University of California en San Diego y en el National Institute of Standards and Technology (NIST), Kurama (2002). Mientras el acero postensado proporciona las características para una capacidad de auto-centrado, el acero de refuerzo otorga la capacidad de disipar energía para evitar la reducción de la rigidez en el concreto, estas barras de acero corrugado deben ser no adheridas en una determinada longitud para permitir una deformación uniforme. Esta tesis está abocada a la investigación de este tipo de placas, ya que tienen mejor comportamiento que las otras placas prefabricadas, permitiendo la liberación de energía producida por cargas externas mediante un desplazamiento que no dañe significativamente el concreto.

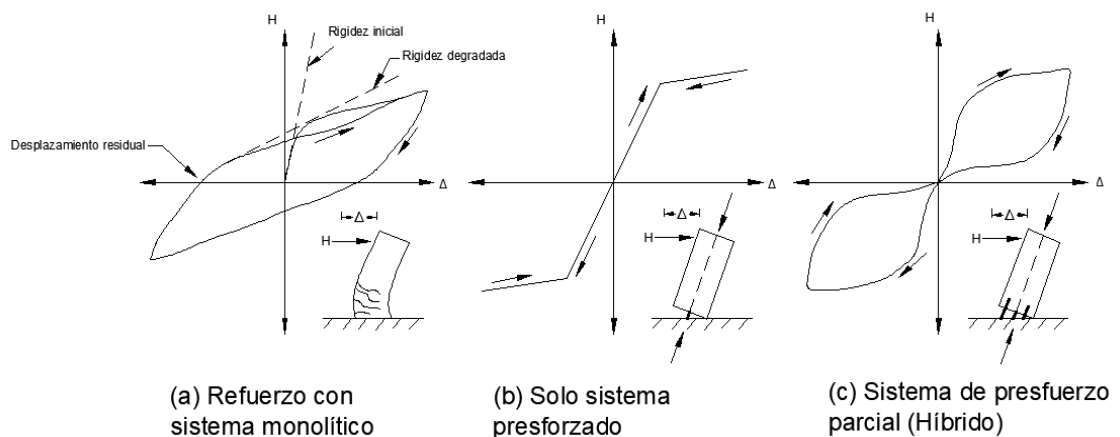


Figura N°1.16: Curva Carga vs Distorsión para: a) placas monolíticas b) placas postensadas c) placas híbridas

Fuente: Holden, Restrepo y Mander, 2003

1.10. Comportamiento Bajo Carga Lateral

Con referencia a Kurama, Pessiki, Sauce Y Lu (1999) existen dos posibles comportamientos de las placas postensadas, que son gobernados por las juntas horizontales entre paneles y panel-cimentación, generalmente ubicados a la altura del nivel de piso y se muestran en la figura N°1.17, estos posibles comportamientos son:

Abertura de la junta

Este tipo de comportamiento es más sencillo de controlar, pues es posible retornar a la estructura a su posición original antes de la aplicación de las cargas laterales, el volver a su posición inicial es lo que se denomina como auto-centrado y es debido a las cargas de restitución (fuerzas de gravedad y postensado), en el diseño de las placas prefabricadas se busca una respuesta de la estructura de este modo.

Deslizamiento por corte

Se trata de evitar este comportamiento debido a los desplazamientos residuales generados y la falta de existencia de fuerzas para reponer el desplazamiento, el diseño de las placas postensadas debe reflejar que este comportamiento sea evitado, dado que si la estructura quedara en un estado similar al de la figura N°1.17b sería complicado devolverla a su estado inicial.

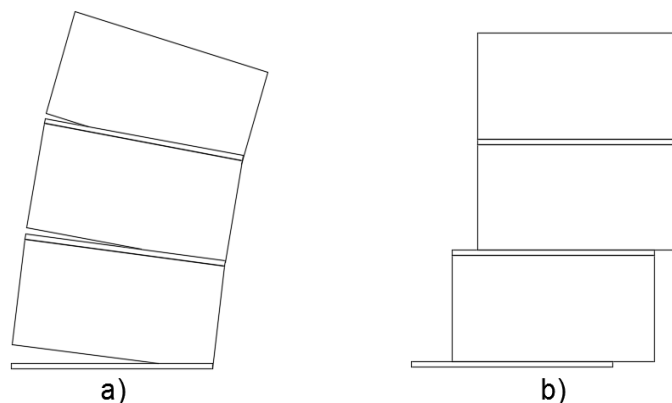


Figura N°1.17: Comportamiento del muro a lo largo de la junta horizontal: a) abertura de la junta b) deslizamiento por corte

Fuente: ACI ITG 5.1

Bajo el comportamiento gobernado por la abertura de la junta horizontal sin deslizamiento de corte, se presentan cuatro estados de las placas postensadas que describen el comportamiento no lineal bajo cargas laterales, estados descritos

por Kurama, Pessiki, Sause y Lu (1999) que son ubicados en la curva de capacidad de la placa en la figura N°1.18:

- Estado de Descompresión (V_{dec}, Δ_{dec}), este punto indica el comienzo de la separación de la placa a la cimentación en un extremo de esta, es decir, el comienzo de la abertura en una junta horizontal que por lo general se trata de la junta base panel-cimentación, ya que se busca que la placa postensada trabaje como una estructura rígida, en tal sentido, el diseño pretende minimizar las aberturas en las juntas superiores.
- Estado de Ablandamiento (V_{ell}, Δ_{ell}), en este punto el comportamiento lineal efectivo llega a su límite, es decir que existe una reducción de la rigidez lateral debido a la mayor abertura generado en la junta horizontal o al comportamiento no lineal iniciado en el concreto.
- Estado de Fluencia (V_{llp}, Δ_{llp}), este punto muestra el momento en el cual el acero postensado alcanza por primera vez la fluencia, un diseño apropiado no alcanza este punto hasta que la estructura alcance una distorsión suficientemente grande, para puntos superiores a este se observa un desprendimiento del recubrimiento, que de alguna forma es reducido por el aporte del confinamiento en los pies de la placa.
- Estado de Falla (V_{ccc}, Δ_{ccc}), en este punto se identifica la falla por el aplastamiento en el concreto confinado en los pies de la placa, de tipo flexo-axial, este aplastamiento ocurre con la fractura del acero de refuerzo, la distorsión en este punto debe ser significativamente mayor a la del estado de fluencia según el diseño ya que la relación de estas distorsiones representa la ductilidad de la estructura y es el valor que buscamos resaltar en las placas postensadas.

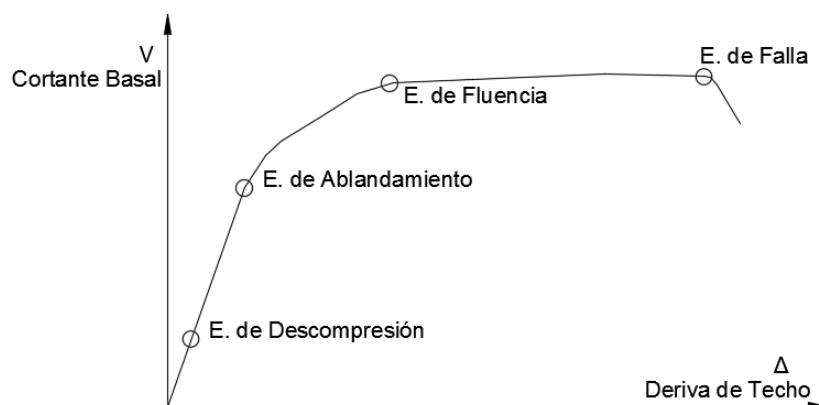


Figura N°1.18: Estados de rendimiento de una placa postensada
Fuente: Elaboración propia

Ya que el movimiento de la estructura se encuentra gobernado por la abertura de la junta horizontal y que el diseño de una placa postensada evita los desplazamientos por corte, las distorsiones de techo descritas en los estados mencionados son esencialmente por las aberturas generadas a través de las juntas horizontales.

1.11. Enfoque de diseño

Este enfoque de diseño fue presentado por Kurama, Pessiki, Sauce Y Lu (1999) para edificios que usan como sistema principal de resistencia a cargas laterales a las placas postensadas, este enfoque (ver figura N°1.19) permite al diseñador especificar y predecir el grado de daño para cierto nivel del movimiento de suelo, según el criterio del diseñador se debe identificar:

- Nivel de rendimiento sísmico para describir un nivel esperado de daños durante un movimiento de suelo.
- Establecer estados límites para identificar daños en los elementos estructurales y no estructurales del edificio.
- Demandas sísmicas en la estructura para cuantificar la distorsión de techo, la distorsión de entrepiso y la cortante para la estructura.

Las demandas sísmicas consideradas para realizar el enfoque de diseño sísmico son a dos niveles claramente marcados:

- Nivel de Diseño del movimiento de suelo, este nivel tiene una probabilidad de no excedencia del 90% en 50 años (semejante a un periodo de retorno de 500 años).
- Nivel de Supervivencia del movimiento de suelo, este es un nivel de mayor cuidado con una probabilidad de no excedencia del 90% en 250 años (correspondiente a un periodo de retorno de 2500 años).

De esta manera con las consideraciones de entrada el enfoque de diseño propone 3 niveles de rendimiento:

- El nivel de “ocupación inmediata”, este nivel describe un estado de la estructura luego del movimiento de suelo para la cual se observa limitado daño estructural y no estructural (elementos estructurales y no estructurales)
- El nivel de “vida salvada”, es el nivel de rendimiento para el cual el estado del edificio presenta daño significativo luego del terremoto, pero aún queda cierto margen antes de producirse el colapso estructural total o parcial.

- El nivel de “prevención de colapso”, este nivel presenta un estado de la estructura con daño luego del terreno en el que el edificio está al borde del colapso parcial o total.

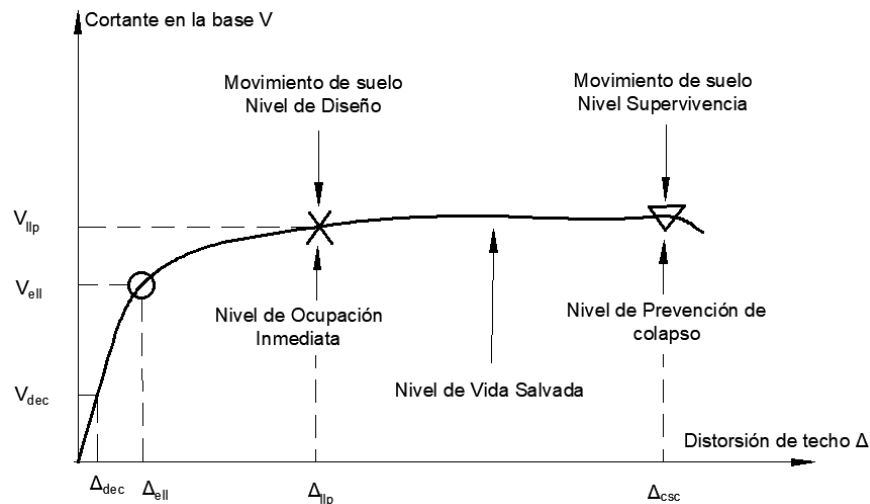


Figura N°1.19: Enfoque de diseño respecto a los estados de rendimiento
Fuente: Kurama, Pessiki, Sauce y Lu, 1999

Como ya se ha aclarado los conceptos estudiados en este capítulo son básicos pero necesarios para comprender el funcionamiento y composición de las placas híbridas, como se pudo apreciar existen diferentes tipos de sistemas para realizar el postensado, pero como se mencionó el sistema no adherido otorga grandes beneficios y reduce las pérdidas del presfuerzo aplicado. Si bien es cierto que se han estudiado también las placas prefabricadas emulativas (sin acero postensado), su estudio sólo ha sido con fines de consolidar una base y una transición de comportamiento de las placas convencionales a las placas híbridas, por lo cual no debería ser tomado en cuenta para el diseño de estructuras en zonas sísmicas. Generalmente los materiales usados en construcción cumplen satisfactoriamente el diseño, pero no son totalmente explotados en cuanto a la resistencia que ofrecen, el uso de elementos de alta resistencia como acero postensado y concreto de esfuerzo mayor o igual a $280 \frac{kgf}{cm^2}$ nos introduce a un diseño más involucrado con las propiedades de resistencia de los materiales y el interés por mejorar la forma de uso y su propia capacidad para resistir esfuerzos. Una consideración importante en la posible respuesta de las placas prefabricadas es evitar el deslizamiento horizontal en la base, pues como se ha visto existe la posibilidad de este comportamiento y que debe ser evitado dado que todo el análisis y las siguientes consideraciones que serán descritas están sujetas a una respuesta gobernada por una abertura sin deslizamiento en la base.

CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE

Las placas prefabricadas postensadas han sido estudiadas desde finales del siglo XX, con la finalidad de conseguir un mejor comportamiento de las placas ante movimientos que produzcan cargas laterales sobre estas, las investigaciones se dieron principalmente en Estados Unidos, donde se ha desarrollado debido a la demanda sísmica de sus condiciones geográficas y al ser un sistema estructural nunca antes usado en el Perú es de importancia estudiar las investigaciones anteriormente realizadas por diferentes profesionales.

2.1. Comportamiento sísmico y diseño de muros prefabricado de concreto postensados no adherido - Kurama, Pessiki, Sauce y Lu (1999)

Proponen un “Enfoque de Diseño”, mostrado en el ítem 1.10, con base en los resultados de estudiar la respuesta de 6 placas postensadas (sin acero de refuerzo, descritas en 1.8) que se diferencian en cantidades de los parámetros que ellos consideran tienen efecto significativo en el comportamiento de las placas postensadas, estos parámetros son los siguientes:

- Esfuerzo inicial, f_{pi} , luego de las pérdidas.
- Área del acero postensado, A_p .
- Longitud de la placa, L_w .
- Ubicación del acero postensado respecto al centro de línea de la placa.
- Longitud no adherida del acero postensado.
- Ratio de reforzamiento espiral en los pies de la placa.
- Cantidad de carga de gravedad.
- Esfuerzo de compresión del concreto, f'_c .
- Espesor de la placa, t_w .

Las cantidades de los parámetros mencionados proporcionan distintas capacidades de resistencia a las fuerzas laterales, en la figura N°2.01 se observa que mientras mantengamos una misma cantidad de fuerza de presfuerzo, brindada por las diferentes combinaciones de área de acero y esfuerzo inicial que podemos obtener, se tendrá un mismo “Estado de ablandamiento” descrito en 1.9, teniendo esto en cuenta podemos controlar este estado aumentando o reduciendo

la cantidad del área de acero postensado o aumentando el esfuerzo inicial otorgado al acero postensado.

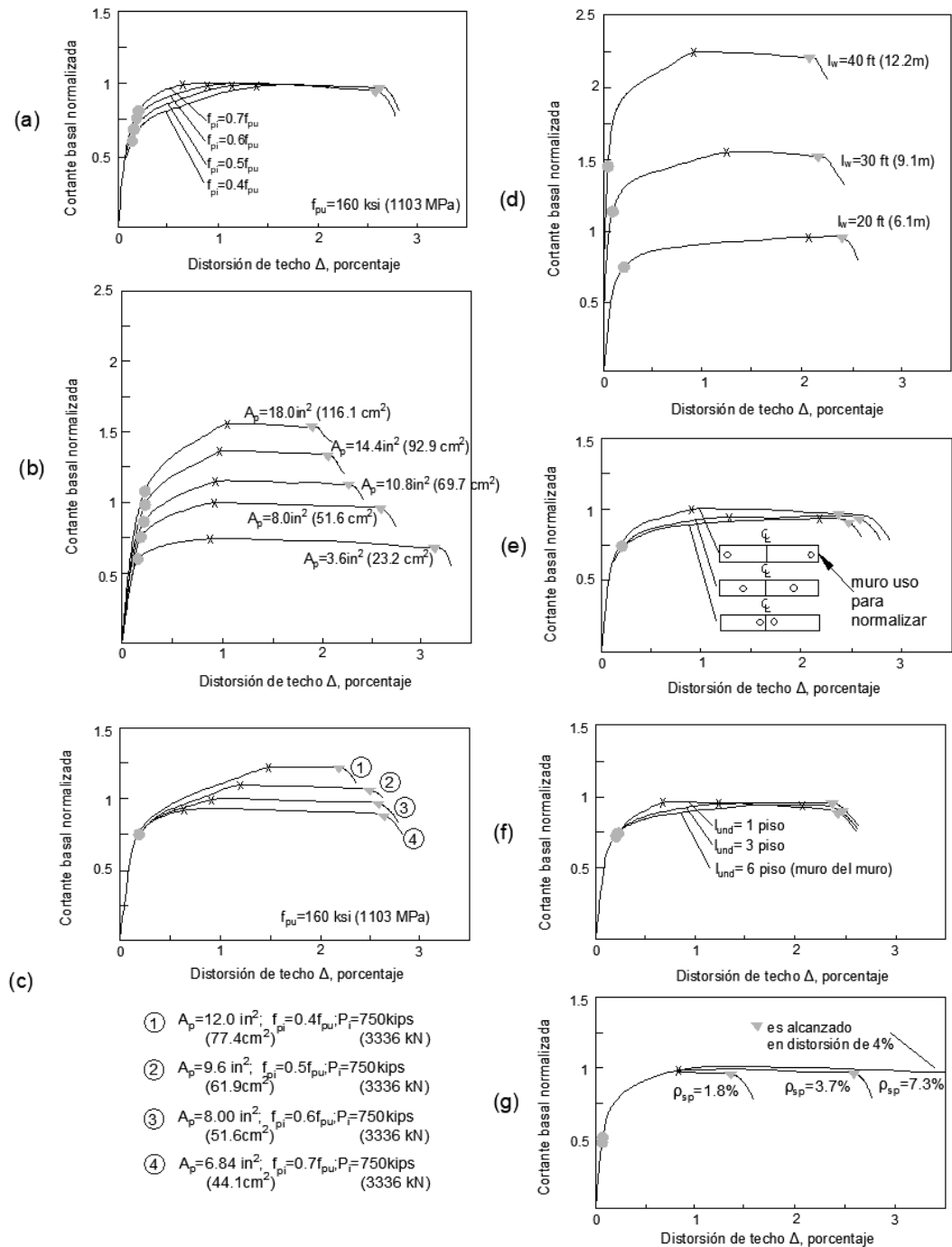


Figura N°2.01: Resultados de análisis por Kurama, Pessiki, Sauce Y Lu (1999)
Fuente: Kurama, Pessiki, Sauce y Lu, 1999

La elección entre estos parámetros dependerá del diseñador, otro punto para seleccionar la cantidad de área de acero postensado a usar es verificando el “Estado de Fluencia” que se desea alcanzar, un beneficio de seguir los

lineamientos de diseño es la poca distorsión residual que tienen las placas postensadas luego de la descarga de carga lateral en comparación de las placas convencionales vaciadas in situ. Esta investigación fue una de las primeras realizadas para este sistema estructural, por lo cual realizaron simplificaciones y el cálculo de la respuesta fue realizado por un modelo analítico usando “elementos fibra”, los autores aceptan el resultado de este análisis al compararlo con los resultados de un estudio por elementos finitos, de lo que concluyen que el primero refleja correctamente el comportamiento total de la estructura, el gran aporte de su investigación fue las variantes en la gráfica carga lateral versus desplazamiento que se podían obtener variando las magnitudes de los parámetros mencionados anteriormente, aunque este estudio no se comprobó con resultados experimentales resulta ser provechoso para un proyectista las diferentes curvas que se pueden obtener como se mostró en la figura N°2.01.

2.2. Muros híbridos postensados prefabricados de concreto para uso en regiones sísmicas - Kurama (2002)

El autor utiliza modelos analíticos para diferenciar los comportamientos de las placas prefabricadas. En este documento se presenta 12 placas de las cuales 4 eran P.P. Postensadas No Adheridas (denominadas PH, PM), 4 eran P.P. Híbridas (HH, HM) y 4 P.P. Emulativas (EH, EM) de similares dimensiones, estas se diferenciaban en la cantidad de acero de refuerzo y de acero postensado que contenía según el diseño para ubicaciones con alta y moderada demanda de sismicidad, la diferencia de las primeras 4 era principalmente para estimar el grado de significancia que tenía el acero postensado en la cantidad de disipación de energía (ver figura N°2.03), y su capacidad de auto-centrado, medido con las distorsiones residuales observadas en la curva histerética de los modelos analíticos, además se observaba por ejemplo para las placas emulativas EM6 ($\rho_s = 0.6\%$) y para EH6 ($\rho_s = 1.8\%$), la diferencia de cantidad de disipación de energía que era marcada (ver figura N°2.04) lo que relacionaba el parámetro de la cuantía de una placa (ρ) con su capacidad de disipar energía, mientras que para las placas postensadas no adheridas la escasa disipación de energía se mostraba en los bucles de histéresis demasiado cercanos, pero se podía rescatar de estas la buena capacidad de auto-centrado alcanzado, es decir, el estudio realizado se abocó principalmente a los beneficios que ofrecían el usar acero corrugado y acero postensado en distintas cantidades, sin distinguir dimensiones o características del concreto.

Un método planteado para cuantificar la cantidad de disipación de energía elástica es presentado en esta investigación:

Energía de Disipación Inelástica

Para empezar se debe tener la curva de histéresis (V vs Δ) de cada ciclo, a partir de la cual se halla el área encerrada por un ciclo completo, esta área representa la energía disipada por ciclo, denominada D_h , que deberá ser normalizado para poder ser comparado con las demás curvas histeréticas, su normalización se hace mediante la energía absorbida en un sistema lineal elástico "equivalente", U_e , que resulta de igualar la máxima distorsión alcanzada, como se muestra en la figura N°2.02, Finalmente como una medida del amortiguamiento viscoso en el sistema lineal elástico se plantea $d_h = D_h/U_e$, que tiene por objetivo disipar la misma energía que en el sistema no lineal.

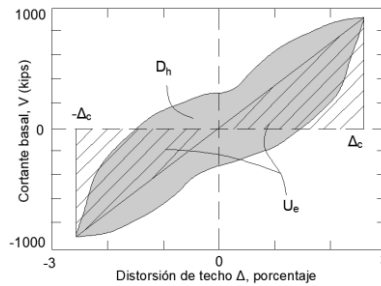


Figura N°2.02: Energía disipada según Kurama (2002)
 Fuente: Kurama, 2002

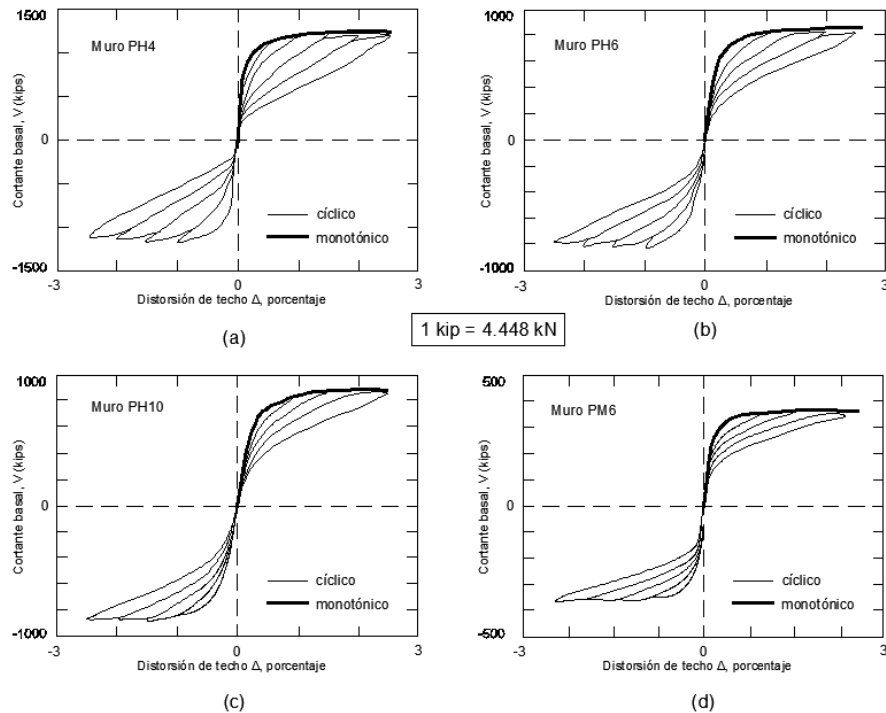


Figura N°2.03: Respuesta cíclicas de placas prefabricadas postensadas
 Fuente: Kurama, 2002

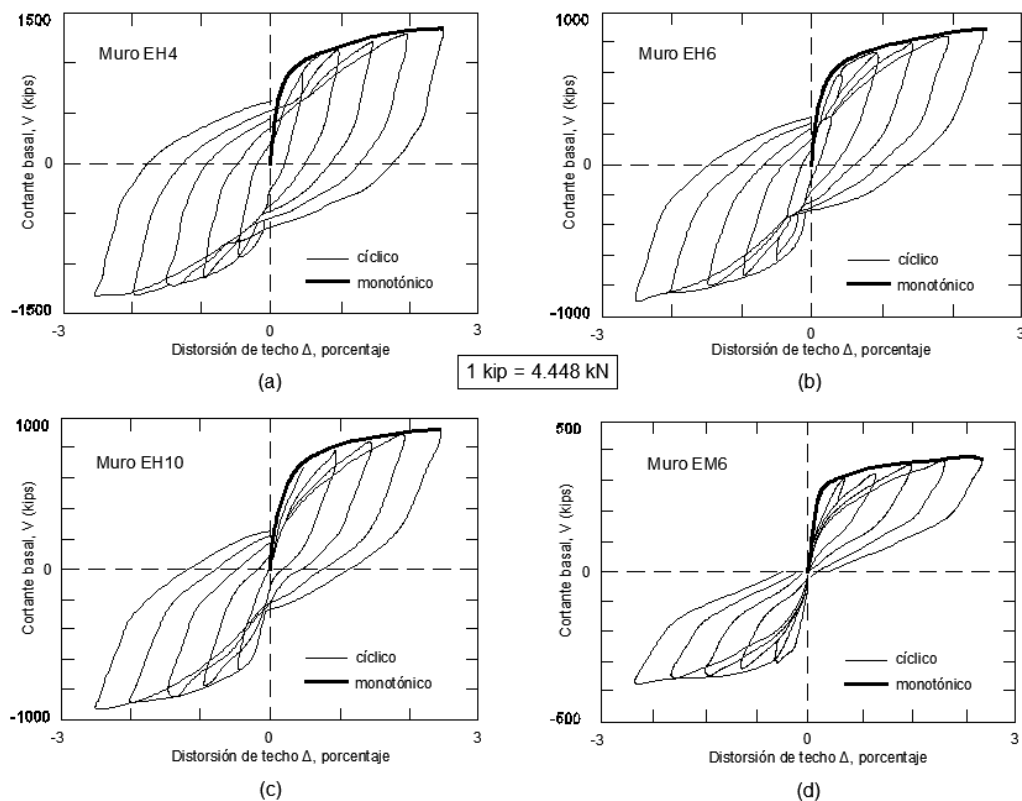


Figura N°2.04: Respuesta cíclica de placas prefabricadas emulativas
Fuente: Kurama, 2002

2.3. Evaluación de respuesta sísmica de muros postensados no adheridos prefabricados - Kurama, Saucedo, Pessiki y Lu (2002)

Los estudios en los cuales se evalúan solo placas postensadas no adheridas tienen por objetivo la evaluación de la capacidad de auto-centrado y un nivel aceptable de distorsión del techo, este es el caso de Kurama, Saucedo, Pessiki y Lu (2002), en esta investigación se mencionan las ventajas que impulsan el uso de las placas prefabricadas en la industria, tales como su economía, la simplicidad de su construcción, el comportamiento con respecto a la carga lateral y su capacidad de sufrir grandes desplazamientos laterales con poco daño, el documento muestra el estudio de 5 placas prefabricadas postensadas, cuatro diseñadas para ubicación de alta sismicidad y una para una sismicidad moderada, los parámetros de diseño tomados como significativos fueron: el esfuerzo inicial de postensado luego de las pérdidas y la excentricidad del acero postensado respecto al eje de la placa. El diseño de las placas se basa en los niveles mencionados en 1.10, a diferencia de los estudios anteriormente descritos en esta ocasión se realizó análisis "elemento fibra" expuestos a cargas sísmicas de los cuales se obtuvo desplazamientos para el caso de diseño y el caso de supervivencia.

Esta investigación muestra también la posible pérdida de la fuerza de postensado en un comportamiento bajo carga cíclica como lo son las cargas sísmicas, para el cual el acero postensado alcanza una deformación uniforme a lo largo de toda su longitud no adherida, esta longitud comúnmente es a lo largo de toda la altura de placa híbrida más la altura de la cimentación. En la figura N°2.05, se puede observar que cuando el postensado alcanza un esfuerzo mayor a la fluencia y se retira la carga externa al volver a la deformación inicial su esfuerzo se ha reducido, por lo que en un análisis cíclico el valor del esfuerzo existente en este elemento debe ser estudiado en las diversas etapas de la carga externa. Los autores mencionan que el efecto de la disipación de energía se da por efecto de las aberturas de las juntas horizontales, esto es aceptable ya que no se forman significativas grietas en el concreto.

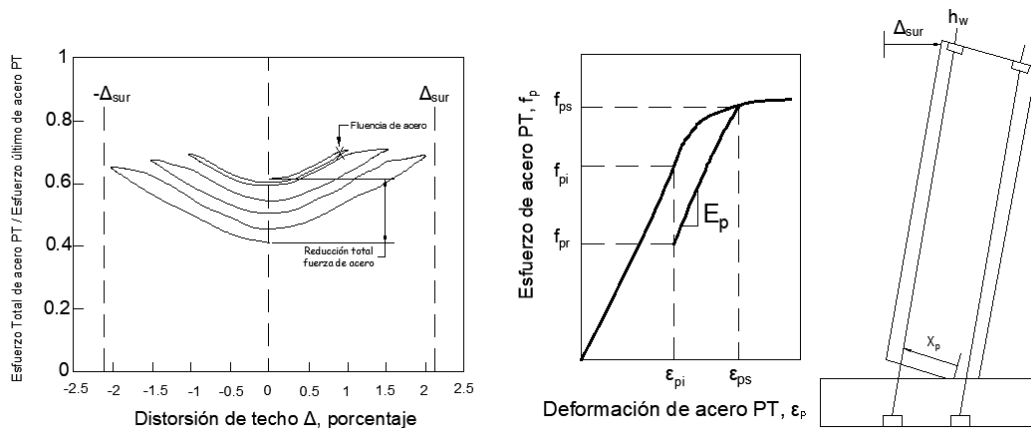


Figura N°2.05: Pérdida del presfuerzo inicial
Fuente: Kurama, Sauce, Pessiki y Lu, 2002

2.4. Desempeño sísmico de muros prefabricados de concreto reforzados y presforzados - Holden, Restrepo y Mander (2003)

En esta investigación se realizaron ensayos en 2 prototipos a escalas del 50%, la escala es apropiada pues supera la mínima establecida por el ACI ITG 5.1, el primer prototipo fue un ejemplo de placa prefabricada emulativa y el segundo se trataba de una placa postensada híbrida, donde la primera alcanzó una distorsión de 2.5% antes del fallo y la segunda una distorsión de 3% sin daño visible, esta investigación menciona claramente las diferencias más significativas entre una placa convencional y una placa prefabricada híbrida en un cuadro comparativo, mostrado en la tabla 2.1.

Una clara dificultad de las placas prefabricadas es simular el comportamiento de una placa monolítica, la principal diferencia es la abertura formada en la junta

horizontal de la base. En este artículo se describe un método usado en Nueva Zelanda en el que se suele dejar aberturas a lo largo de la base y pasar barras de acero de refuerzo embebidas en tubos de PVC y lechada de concreto, mostradas en la figura N°2.06.

En esta ocasión, el método de solución al problema fue mediante un análisis puntal-tirante, mostrado en la figura N°2.07 para lo cual los autores establecen la dirección de los esfuerzos

Tabla 2.1: Diferencias entre placa convencional y placa prefabricada híbrida

PROPIEDAD DEL SISTEMA	MONOLÍTICO (P.CONVENCIONAL)	PLACA POSTENSADA HÍBRIDA
Capacidad de disipación de energía	Excelente	Buena
Detalle especial de reforzamiento	En zonas potenciales de rótulas plásticas. Acumulación de estribos para confinar el concreto, evitar el pandeo del refuerzo longitudinal y prevenir falla por corte.	Solo requerimientos en los pies de la placa y en la viga de cimentación donde el aplastamiento toma lugar.
Limitaciones dimensionales	Previene inestabilidad de rótula plástica.	Mínima, basada en la teoría elástica como paneles que permanecen libres de fisuras.
Mínimos requerimientos de reforzamiento	Puede incrementar significativamente la capacidad de momento en la región crítica. Esto podría resultar en cimentaciones más grandes como resultado de la capacidad de diseño.	Los efectos de temperatura y contracción se pueden cubrir con fibra de concreto reforzado.
Expectativas del trabajo de reparación post-terremoto	En las zonas de rótulas plásticas el trabajo de reparación puede variar desde la inyección de epóxico en grietas de 1mm o menos hasta el reemplazo del concreto. Las barras longitudinales pueden fracturarse o doblarse requiriendo demolición. Deformaciones permanentes.	Ninguna expectativa. Auto-centrado, deflexiones permanentes no son esperadas.
Costo Inicial	Competitivo, extensamente usados.	Requiere análisis de costo
Costo del ciclo de vida	Competitivo respecto a otros sistemas. Puede requerir una reparación después del terremoto o demolición luego de un terremoto severo y reconstrucción puede ser necesaria.	Se espera que sea competitivo. Sin requerimientos de reparación necesarios post-terremoto.

Fuente: Holden, Restrepo y Mander, 2002

2.5. Diseño sísmico de muros prefabricados de concreto parcialmente postensados - Kurama (2005)

Kurama (2005) diseña dos placas prefabricadas híbridas, donde la primera es diseñada para alcanzar una distorsión máxima de 2.4%, ya que esta es la máxima permisible en el IBC 2003, este diseño permite llegar a la fluencia del acero postensado pero evitando el aplastamiento del concreto confinado para lograr un “objetivo de rendimiento básico” propuesto por el autor, mientras que el segundo prototipo se diseña en base a una distorsión máxima de 1.2% en el cual se previene la fluencia del acero postensado, además este último diseño es considerado bajo el “objetivo de mejorar el rendimiento”. Aquí se menciona un parámetro muy importante en el diseño de las placas postensadas, β_m , este parámetro relaciona la cantidad de momento proporcionado por el acero reforzado respecto a la cantidad de momento brindado por el acero total (acero reforzado y acero postensado) que cruzan la junta horizontal de la base, este parámetro es variable pero en este paper es recomendado usar un valor entre 0.75 y 1. En este documento el símbolo “○” identifica el punto de fluencia del acero de refuerzo en el lado de tensión de la placa, “□” muestra el punto en el que el acero postensado alcanza su límite de esfuerzo (el cual se evita en la segunda placa diseñada) y “◇” identifica la falla por flexo-compresión de la placa como resultado del aplastamiento del concreto confinado en el pie de las placa, sus resultados se muestran en la figura N°2.08. Este documento enfatiza el uso de acero de refuerzo, ya que estudios anteriores han concluido que las placas postensadas sin acero de refuerzo no satisfacen requisitos de disipación de energía, además menciona que la cantidad de acero de refuerzo usado en una placa prefabricada híbrida es menor que la cantidad usada en una placa convencional y como una de sus conclusiones recomienda que la cantidad del acero se puede estimar con el factor mencionado β_m , el método de diseño y análisis en esta investigación está muy ligado a la norma IBC 2003, además usan parámetros característicos a suelos de Estados Unidos, por lo que su método de análisis no es muy recomendable ya que al mismo tiempo solo estudia puntos característicos de la curva cortante basal vs distorsión.

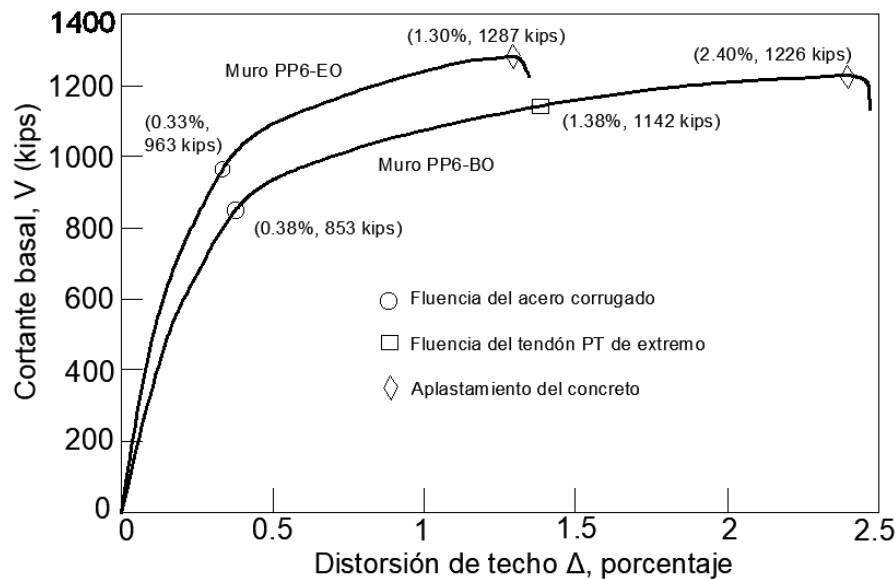


Figura N°2.08: Curva V vs Δ para distintas distorsiones de diseño
Fuente: Kurama, 2005

2.6. Comportamiento experimental y analítico de carga lateral de muros prefabricados de concreto postensados no adherido - Perez, Sauce y Pessiki (2007)

En el paper “Analytical and Experimental Lateral Load Behavior of Unbonded Posttensioned Precast Concrete Walls” los autores mencionan una alternativa a la idealización del comportamiento de las placas postensadas, en el cual mencionan es trilinear, con puntos similares a los descritos en el ítem 1.9, esta idealización es comparada con su modelo experimental y para los cuales planteaban factores de corrección. Los puntos de la idealización propuestos son:

- 1) Descompresión en la base (DEC), la ubicación de este punto se reconoce con la eliminación de fuerzas de compresión en unos de los extremos de la base de la placa por aplicación de la carga lateral, se puede identificar con el comienzo de abertura de la base.
- 2) Límite Linear Efectivo (ELL), este punto corresponde al límite del comportamiento lineal, es decir, a partir de este punto la placa presenta una disminución de rigidez observada en el cambio de pendiente de la gráfica en la figura N°26.
- 3) Cascajo del recubrimiento (SPL), la ubicación de este comportamiento se reconoce con el deterioramiento del recubrimiento, pero sin falla del concreto confinado.
- 4) Límite de Fluencia del acero postensado (LLP), otro punto del comportamiento general de la placa es la fluencia en el acero postensado.

- 5) Aplastamiento del concreto confinado (CCC), este punto se localiza en el final del comportamiento no lineal de la placa postensada.

Para idealizar el comportamiento tri-linear mencionado los autores tomaron los puntos 2) ELL, 4) LLP y 5) CCC, con estos puntos se forma la gráfica idealizada a partir de fórmulas relativamente sencillas.

En el “modelo simple” descrito se realizan suposiciones en un comportamiento que no involucra el ángulo de abertura sino hasta el estado LLP además de esto no involucran la reducción de la rigidez efectiva de la placa estudiada suponiendo que la placa tiene un comportamiento lineal-elástico aun cuando sus elementos ya alcanzaron el rango no lineal, por lo cual no sería recomendable usar el modelo simple para un uso práctico, sin embargo es efectivo para comprender la distribución de la córtate basal en la altura de la edificación.

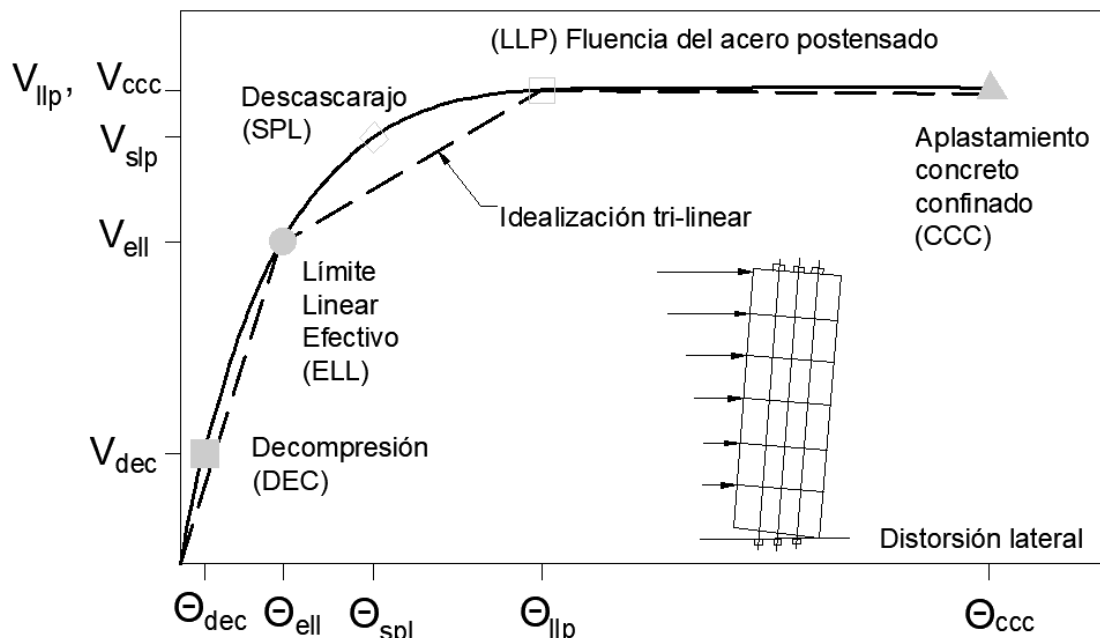


Figura N°2.09: Idealización tri-linear del comportamiento de placa postensada
Fuente: Perez, Pessiki y Sauce (2007)

Sus estudios para carga monotónica y carga cíclica mostraron valores distintos de corrección para el modelo analítico usado, siendo estos factores de 0.95 y 0.75, respectivamente, dando a entender que el comportamiento ante carga cíclica es más complicado de predecir, pero en general se concluyó que el modelo analítico usado fue satisfactorio para estudios analíticos, pero como ya se expuso anteriormente esta idealización tri-linear tiene simplificaciones que deberían ser revisadas.

2.7. Diseño y medida del comportamiento de muros híbridos prefabricados de concreto para regiones sísmicas - Smith, Kurama y McGinnis (2011)

Cuando se trabaja con concreto postensado siempre es recomendable tener personal calificado y al tratarse elementos prefabricados esta consideración es sencilla alcanzar, sin embargo un contra-ejemplo de este enunciado es el trabajo presentado por Smith, Kurama y McGinnis (2011) en el cual los autores describen que el ensayo de laboratorio realizado no alcanzó el nivel de distorsión esperado por la mala colocación de la armadura de confinamiento en los pies de la placa, sin embargo este ensayo fue satisfactorio para los cálculos predichos antes de llegar a usar el esfuerzo del confinamiento, a pesar de tener inconformidades en diseño de la base mencionan un correcto diseño de las juntas horizontales en los cuales se usó lechada con fibras de micro-filamentos de polipropileno, un documento complementario al mencionado es el de Smith y Kurama (2009) en el que se menciona el parámetro β_m como k_d pero a diferencia de lo mencionado en Kurama (2005) para β_m , en Smith y Kurama (2009) se propone un valor recomendable de 0.5 para k_d , y esto al parecer mejora el comportamiento ya que en Kurama (2005) se había tenido un exceso de refuerzo innecesario, el esquema del ensayo realizado a escala 40% fue propuesto por expresiones simples, esta estructuración es basado en una distorsión de diseño y una distorsión última de falla, la primera fue de un valor de 0.7% y la segunda de 2.3% adoptado, dos factores fueron importantes para no alcanzar el valor de la distorsión última, el primero fue como ya se mencionó la mala colocación de la armadura de confinamiento y la segunda tiene relación con el esfuerzo del concreto, ya que se diseñó con un valor de 420 kgf/cm² pero al día de realizado el ensayo el concreto no confinado tenía una resistencia de 336 kgf/cm², este ensayo es estudiado a profundidad en el Capítulo III para realizar la validación del modelo propuesto en esta tesis, para una recreación del proceso experimental los autores usan dos modelos analíticos, uno de ellos por “elementos fibra” y el segundo por “elementos finitos”, ambos con una buena aproximación a los resultados experimentales, aunque en el primero de ellos no se puede observar el comportamiento de la abertura en la junta del panel base y la cimentación.

2.8. Comportamiento de muros de corte prefabricados de concreto para regiones sísmicas: Comparación de muestra híbrida y emulativa - Smith, Kurama y McGinnis (2013)

Como se ha mencionado en la descripción de las placas emulativas, estas se estudiaron para tener una base de comportamiento para las placas postensadas, uno de los documentos que estudia esta diferencia es el de Smith, Kurama y Michael (2013) en el cual comparan los resultados de 3 placas prefabricadas híbridas (HW1, HW2, HW3) y 1 placa emulativa (EW), en la comparación de las placas HW2 y HW3 se menciona que los autores reducen el espaciamiento de armadura de la placa HW3 a un valor de 7.6 cm, debido a la búsqueda de un incremento en la efectividad del confinamiento en los pies, ya que el observado en la placa HW2 no fue del todo satisfactorio, así mismo, del análisis realizado a las placas HW1 y HW2 se define que el primer estribo debe ser colocado lo más cerca posible de la base como lo permita los requerimientos del ACI 318-11. La principal conclusión de esta investigación fue acerca del comportamiento de las placas emulativas, las cuales no son recomendadas debido a la baja restauración que tienen, estas placas presentan un desplazamiento horizontal y degradación de la rigidez, las placas emulativas podrían ser recomendadas bajo una estructura en la cual la fuerza de gravedad sea suficientemente grande para aumentar la fuerza de fricción y evitar el comportamiento de desplazamiento lateral, las respuestas ante carga lateral para las placas mencionadas se muestra en la figura N°2.10, en la cual se puede observar distorsiones del 50% del valor de las placas híbridas para la placa emulativa, además las gráficas en la figura N°2.10a y 2.10b muestran poca o casi ninguna distorsión residual luego de cada ciclo de carga, lo que se diferencia notablemente de las placas convencionales y emulativas.

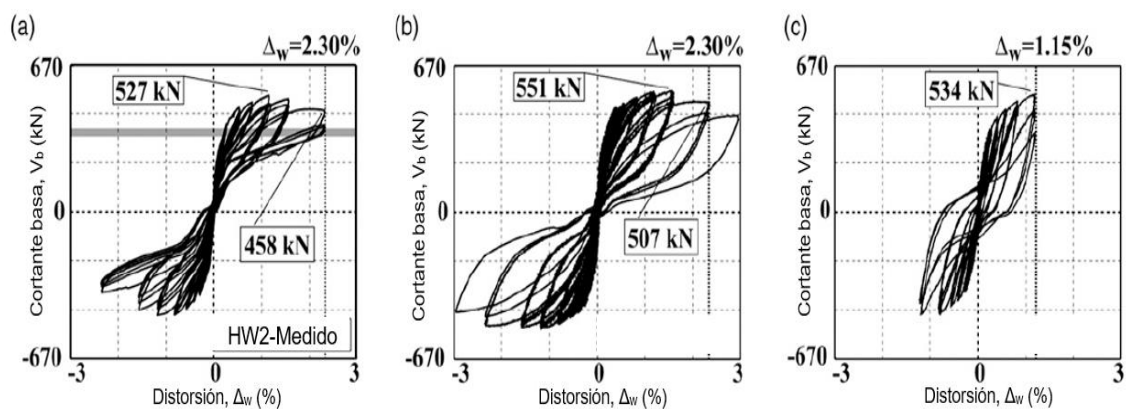


Figura N°2.10: Resultados experimentales para placas híbridas y emulativa
 Fuente: Smith, Kurama y McGinnis (2011)

Es cierto que algunas normas sismoresistentes indican valores de distorsiones máximas permisibles para evitar el colapso de las estructuras, estos valores de distorsión son basadas en que para valores superiores se presenta daño, pero en el caso de las placas postensadas se ha demostrado la capacidad de soportar distorsiones superiores evitando el daño de la estructura, para tal efecto se realizó una investigación complementaria a los últimos dos descritos hecha por Smith y Kurama, el objetivo de este documento era reproducir el comportamiento ante cargas sísmicas para placas híbridas, para esto se usó 39 registros de movimientos de tierra en una placa de dimensiones y características mostradas en Smith, Kurama y McGinnis (2011), el análisis se realizó para los registros sin escalar y escalados al mayor valor de la “velocidad máxima de impacto” (MIV) de los registros, el registro que presentaba mayor MIV era el de Kobe, para el análisis sin escalar el registro que generó mayor distorsión y aceleración de techo fue el registro de Kobe en Japón, con una distorsión de 2.01% menor al 2.3% permisible en el ACI ITG 5.1, mientras que al escalar el que generó mayor distorsión fue el registro de Duzce en Turquía en el cual fue de 2.93%, sin embargo para los registros escalados los cuales son considerados posibles terremotos latentes el promedio de las distorsiones máximas registradas fue de 2.2% el cual sigue siendo menor al valor permisible del ACI ITG 5.1, aunque el valor promedio de las distorsiones no tiene mucha importancia es bueno resaltar que para la mayoría de los registros la placa híbrida tuvo una respuesta adecuada y desplazamientos dentro de los permitidos.

2.9. Guías de diseño sísmico para muro de corte híbrido prefabricado de concreto sólido y perforado - Smith y Kurama (2014)

Con base en sus investigaciones realizadas y bibliografía revisada, Smith y Kurama (2014) presentan guías de diseño para placas prefabricadas híbridas macizas y perforadas, estas indicaciones y recomendaciones buscan brindar alta calidad de producción, un montaje relativamente simple, excelentes características sísmicas y proporcionar auto-centrado para restaurar las placas a su posición original. Las recomendaciones están identificadas según parámetros o materiales usados en la placa postensada híbrida, así tenemos:

Refuerzo en los pies

El refuerzo en los pies de la placa es para evitar el aplastamiento del concreto confinado en esta zona, es importante debido a que se consigue valores de distorsión mayor. Además, este refuerzo debe tener una altura considerable no

menor a 0.06 de la altura total de la placa debido a que esta es la altura potencial en la cual se puede encontrar rótulas plásticas, de igual forma, su ubicación debe extenderse desde el extremo hacia el centro de la placa una longitud no menor a $0.95c_m$ y no menor a 30.5 cm, este valor es recomendado por el ACI ITG 5.2.

Barras de Refuerzo y longitud no adherida

Las barras de refuerzo son los elementos principales para disipar energía, por tal motivo están condicionados a la abertura generada, esta abertura les genera un alargamiento que también es función de la longitud no adherida, es ahí donde radica la importancia de la longitud no adherida de las barras de refuerzo de manera que el esfuerzo en ellas sea mayor a $0.5\varepsilon_{su}$ para asegurar suficiente energía de disipación pero sin superar el máximo de $0.85\varepsilon_{su}$. Esta longitud no adherida mediante fundas de plástico puede ser ubicada en la base de la placa o en la parte superior de la cimentación, la ubicación exacta depende las consideraciones del diseñador, siendo lo más usado colocar la longitud no adherida en la base de la placa.

Acero Postensado

El análisis de las placas postensadas es bajo el supuesto de que éstas se desplazan como un cuerpo rígido, el diseño del acero postensado debe prevenir que se produzca una deformación mayor a 0.01 hasta el estado en que se produzca el aplastamiento del concreto confinado esto con la finalidad de evitar pérdidas del presfuerzo luego de la descarga y asegurar un auto-centrado eficiente.

Fuerza de restauración

Como se ha mencionado anteriormente la fuerza restauradora o fuerzas de restauración está conformada por las fuerzas de gravedad y la fuerza del postensado, estas fuerzas tienen el objetivo de cerrar la abertura luego de la descarga. Para una adecuada fuerza de restauración se debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$A_p * (f_{pm} - 0.5f_{p,loss}) + N_{wd} > A_s(f_{sm} + f_{sy})$$

Es importante cumplir con esta ecuación para evitar los movimientos fuera del plano de la placa y un pandeo prematuro de las barras de refuerzo.

Cortante de las juntas horizontales

Como se mencionó en el ítem 1.9 las placas postensadas deben tener una abertura a lo largo de las juntas horizontales evitando el desplazamiento, para esto las fuerzas de fricción en las juntas deben ser mayores a las fuerzas horizontales

demandadas. Para el cálculo de las fuerzas de fricción se tienen diferentes valores del coeficiente de fricción para la junta de la base como para las juntas superiores, esta diferencia radica en el deterioro de la plataforma de lechada en la base, en la cual el coeficiente de fricción es 0.5 y en las juntas superiores es de 0.6.

Otros refuerzos

El diseño de las placas postensadas radica en el acero postensado para otorgar el auto-centrado y el acero de refuerzo que brinda la capacidad de energía disipada, pero también se tiene el acero de refuerzo para el control de grietas por temperatura y contracción, este acero no pasa de un panel a otro, además en paneles perforados se debe prever de acero que controle las fisuras en zonas críticas de las aberturas.

Las investigaciones presentadas son las más relevantes hasta la actualidad y se puede observar la evolución del estudio de placas prefabricadas desde aquellas emulativas sin acero postensado hasta el estudio de placas híbridas con ambos tipos de acero, todas las investigaciones han brindado bases de diseño e indicado parámetros a tomar en cuenta para un correcto diseño, así podemos destacar el área y esfuerzo inicial para el acero postensado y la longitud y espesor para la placa, otra relación que cabe resaltar de los estudios realizados es la del acero postensado y acero corrugado con la capacidad de auto-centrado y disipación de energía, respectivamente. Otro parámetro de mucho interés y que sólo se puede tomar en cuenta en placas híbridas es la relación del momento que otorga el acero corrugado respecto al momento que otorga el acero postensado y el momento nominal, según Kurama (2005) este valor debía estar entre 0.75 y 1 pero en su análisis la placa se consideró sobre-reforzada, en cambio en estudios posteriores esta misma relación de momentos se definió como el parámetro k_d , con un valor entre 0.5 y 0.8 con un recomendable de 0.5 que ha dado buenos resultados, además la principal norma que nos ayuda al diseño de este tipo de estructura y usado por la mayoría de estudios es el ACI ITG 5.1 y ACI ITG 5.2 los cuales serán usados también en la presente tesis. Muchas de estas investigaciones muestran análisis por elementos finitos o de elementos considerados como fibras, en análisis de carga monotónica o cíclica dando un alto grado de correlación, es decir, que es muy aceptable modelar este tipo de estructura en los programas, sin embargo estos análisis no muestran las diferencias de los desplazamientos producidos por el giro en la base con respecto a los producidos por flexión de las fuerzas externas, por otro lado existen estudios

de análisis matemáticos con suposiciones y simplificaciones que facilitan el cálculo de la respuesta aunque estas suposiciones son solo en estados diferenciados con los cuales los investigadores realizan aproximaciones lineales pero no reflejan una respuesta en varios puntos de la curva de la cortante basal versus la distorsión, esta tesis presenta un modelo propuesto para las observaciones descritas.

CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE PLACA HÍBRIDA

3.1. Análisis previos

El diseño de una placa híbrida se rige primordialmente por el comportamiento a través de la abertura en la junta del panel base a la cimentación, cabe destacar que el diseño debe asegurar que la placa no sufra un deslizamiento en la base, existen dos referencias bibliográficas que explican el comportamiento de placas prefabricadas según sus consideraciones, la primera pertenece a Perez, Pessiki y Suase (2004) y la segunda de Smtih y Kurama (2012), lo que mostramos en este capítulo es el procedimiento de su análisis, sus consideraciones y supuestos, con base en sus experiencias y resultados para de esta forma descartar y/o aceptar las consideraciones realizadas, así mismo proponer nuevas consideraciones para establecer un nuevo modelo para el análisis.

3.1.1. Análisis realizado por Pérez, Pessiki y Suase (2004)

En el capítulo II, se describió el estudio realizado por los autores en el 2007, su paper tiene como base el análisis descrito en este capítulo.

El primer estado (Estado de descompresión) mostrado en la figura N°03.1a indica el instante en el que la placa comienza a desprenderse de la base (cimentación), por lo que genera una distribución de esfuerzos triangular, del esquema descrito y con las ecuaciones de equilibrio se obtiene el Momento resistente (M_{dec}) y su fuerza cortante relacionada (V_{dec}) este estado no tiene mayores inconvenientes pues la fuerza en el acero postensado sigue siendo la misma que fue aplicada al momento del tensado y no se incrementa dado que no existe abertura en la base y los tendones son no adheridos. El segundo estado (Estado Límite Elástico) es calculado como el mínimo de dos estados posibles, los posibles comportamientos están graficados en figura N°3.01b y figura N°3.01c, el primero indica el inicio de la no linealidad del concreto debido al incremento de una concentración de esfuerzos a causa de la disminución de área de contacto este comportamiento es la simplificación común en la que se utiliza un bloque de esfuerzo con valor igual a $0.85f'_c$, sin embargo una omisión de su análisis es el aumento de la fuerza en los tendones debido a la abertura en la junta de la base, mientras que el segundo posible comportamiento para el segundo estado está basado en comentarios y experiencias de investigadores como Kurama y El Sheikh, de los cuales considera que se necesita un valor de momento igual a $2M_{dec}$ para conseguir una abertura en la base con eje de giro ubicado en el eje de la placa como se muestra en figura N°03.1c y un esquema similar para un

momento de valor $3M_{dec}$, sin embargo, el considerado para el comportamiento de límite elástico es del valor de $2.5M_{dec}$, es así que su segundo estado está definido como el que ocurra antes entre un inicio de la no linealidad del concreto y 2.5 veces el momento ocasionado para el inicio de la abertura, $M_{ell} = \text{Min}(M_{ell-1}; 2.5M_{dec})$. El tercer y cuarto estado están relacionados y se muestra en la figura N°3.01d para estos dos estados sólo se considera el área y esfuerzo del concreto confinado pues se supone que el recubrimiento ya no tiene efecto, otra suposición importante es considerar la ubicación del eje neutro o punto de giro es permanente, es decir, que la placa desde el tercer al cuarto estado sigue girando desde un único punto sin variación, para el tercer estado se conoce que la deformación del tendón más alejado de la fibra en compresión debe alcanzar la fluencia, con este conocimiento y un valor de bloque de esfuerzo inicial (a'') se comienza por realizar un proceso iterativo en el que se supone que el total del área de acero postensado se encuentra en fluencia y se corrige disminuyendo esta fuerza del postensado hasta que sólo el tendón más alejado de fibra en compresión esté en fluencia y hasta que el valor del eje neutro (c'') converja, mientras que en el cuarto estado conocido este valor (c'') y suponiendo que no varía se debe conocer el valor de la curvatura última del concreto confinado relacionado a su deformación última ξ_{cu} , luego se relaciona la abertura en la base junto a dicha curvatura, otra suposición en este estado es considerar que la fuerza aplicada en el estado LLP (tercer estado) no cambia para llegar al cuarto estado, es decir que manteniendo constante la fuerza desde el tercer al cuarto estado se consigue un desplazamiento mucho mayor el cual debe suceder para llegar al aplastamiento del concreto confinado

El proceso de cálculo del comportamiento de Pérez, Pessiki y Sause está sujeto a varias suposiciones que no necesariamente se producen en los instantes en que ellos los suponen, otra observación en su procedimiento de cálculo fue el valor de inercia bruta usado en el cálculo del desplazamiento por flexión, si bien es cierto que el uso de concretos postensados tienen por objetivo mejorar el comportamiento de la sección haciendo uso del total de su área, la condición de un sistema prefabricado que permite la rotación y abertura en la base de la placa reduce significativamente la inercia involucrada para el cálculo de un desplazamiento por flexión, otra simplificación involucrada es la ausencia del desplazamiento por el giro en la base, esta no es tomada en cuenta hasta el tercer estado, esto indica que para instantes entre el primer y tercer estado los

desplazamientos ocasionados por un giro en la base son ignorados, esto es una simplificación que no será utilizada en el modelo propuesto de esta tesis, ya que si la altura de una placa es considerable el desplazamiento en la parte superior producido por un giro en la base será muy significativo, otra consideración que no será tomada es el considerar una fuerza constante desde la fluencia del acero postensado hasta el aplastamiento del concreto, si bien es cierto que se necesita solo un pequeño incremento de fuerza para pasar entre los estados anteriormente descritos, es necesario conocer la fuerza última que es capaz de resistir la placa híbrida, motivo por el cual se deberá calcular la fuerza cortante en el estado último.

El modelo que plantean Pérez, Pessiki y Sause es un modelo tri-linear con serias simplificaciones, este modelo no refleja el comportamiento en puntos intermedios de la respuesta no lineal de placa, es decir, las consideraciones de la figura N°3.01 no pueden ser extrapoladas para puntos distintos a los descritos, el modelo que se propone en este capítulo supera esta dificultad, los autores usando esta idealización en 5 placas prototipos de configuraciones similares obteniendo distorsiones en el rango de 3.25% a 5.5%, valores apropiados para las placas híbridas y que reflejan que la propuesta de análisis realizada en dicha ocasión es prudente para resultados simplificados.

El mayor aporte establecido en este trabajo descrito es la influencia de la resistencia del concreto confinado como resistencia última del comportamiento no lineal de la estructura, ya que como se mostrará más adelante, esta es una limitación del modelo propuesto de esta tesis, ya que el confinamiento en los pies de la placa híbrida puede aumentar significativamente la distorsión última que alcance la estructura dependiendo del total de la zona confinada.

Una relación importante que muestran en el análisis de la placa es la ángulo de abertura en la base de la placa con la deformación unitaria del concreto que se encuentra en contacto con la cimentación, sin embargo, solo muestran esta relación para los últimos dos estados de su estudio, el modelo propuesto de esta tesis tiene como base del análisis esa relación, pero a diferencia de la mencionado en Pérez, Pessiki y Sause (2004), se hace uso de dicho vínculo entre los parámetros a partir de la abertura inicial en la base de la placa, hasta el aplastamiento del concreto no confinado, hacer uso de esa relación nos permite obtener valores de esfuerzo en los aceros y el concreto no confinado independientemente de los valores característicos como el esfuerzo de fluencia del acero corrugado o postensado.

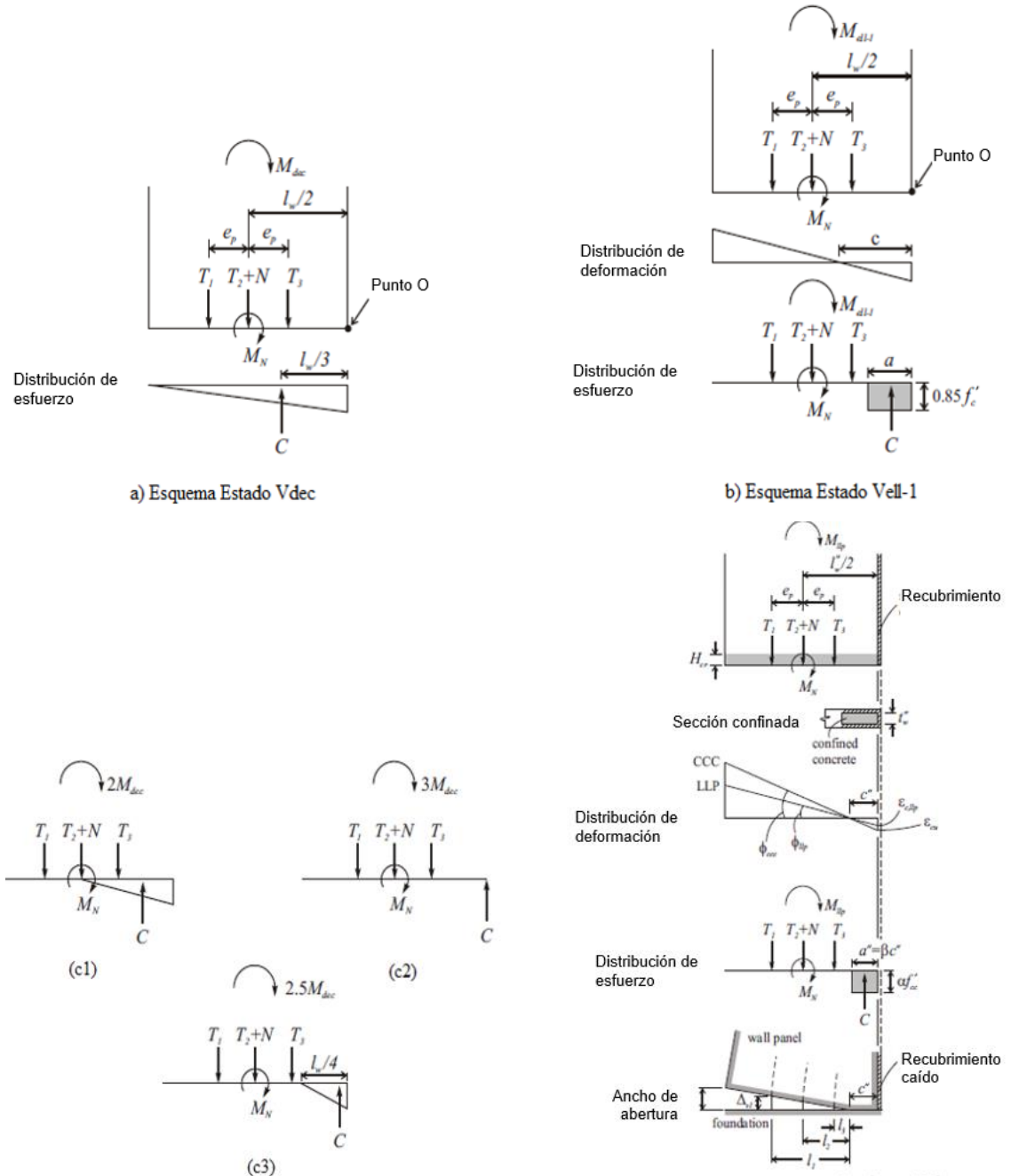


Figura N°3.01: Diagramas de los Estados Vdec, Vell, Vllp, Vccc
 Fuente: Pérez, Pessiki, Sause (2004)

3.1.2. Análisis realizado por Smith y Kurama (2012)

Otra referencia importante para el análisis y diseño de las placas híbridas prefabricadas es la investigación en la Universidad de Notre Dame realizada por Smtih y Kurama (2012), en la cual a partir de una idealización mostrada en la figura N°3.04 se obtiene una expresión para el valor de la inercia efectiva, I_e , que es supuesta en función de la longitud del eje neutro c (longitud de contacto en la base), esta idealización supone el uso de una inercia provocada por la abertura

$I_{gap} = \frac{tc^3}{12}$, la siguiente expresión (ec. 3.1) tiene como base la compatibilización de desplazamientos $\delta_t = \delta_{flex} + \delta_{gap}$ (figura N°3.04).

$$I_e = \frac{2I_{gross}I_{gap}H_w^3}{3I_{gross}h_{gap}H_w^2 + 2I_{gap}H_w^3} \quad (3.1)$$

Esta inercia está afectada de dos valores variables a lo largo de su comportamiento, la primera es la altura de la abertura h_{gap} , que oscila entre valores de 0.02 a 0.10 de H, el segundo valor es el del eje neutro c, los autores Smtih y Kurama simplificaron el valor de la inercia efectiva a un valor constante con base en estimaciones de los resultados para diferentes valores de h_{gap} , la gráfica que muestra este cambio de la inercia efectiva en función de distintos valores del eje neutro se muestra en la figura N°3.02, donde se puede observar la comparación con un modelo elemento-fibra, los autores afirman que el modelo se acerca a una gráfica de I_e para $h_{gap} = 0.06H_w$, aún más aproximan sólo el valor de $I_e = 0.5I_{gross}$ suponiendo que la abertura en la base excede el valor de 82.5% la longitud de la placa.

El valor de la inercia efectiva y su relación con la abertura en la base es muy compleja, por lo que simplificarla a 50% de la inercia bruta de la sección puede provocar errores de cálculo, el primer supuesto que lleva a esta simplificación es que la altura de la abertura es igual a $0.06H_w$ y la segunda es que la abertura sea mayor al 82.5% de L_w , ya que si observamos la gráfica de la figura N°3.02 se puede observar que para valores de c/L_w cercanos a la unidad, es decir con aberturas aun no pronunciadas, se tiene un valor de la inercia efectiva muy variable hasta ser cercana a la inercia bruta, además que el valor de una inercia efectiva igual al 50% de la inercia bruta se da con valores de c/L_w alrededor de solo 17.5%, por lo que para valores diferentes a este deberíamos usar valores de la inercia efectiva distintos al 50% de la inercia total.

Por otro lado, un gran aporte de la investigación de Smith y Kurama es la simplificación para el diseño de las placas híbridas en función del momento último, el diagrama de cuerpo libre adoptado para el diseño se muestra en la figura N°3.03, la mayor característica de este diagrama es el desplazamiento máximo, el cual es calculado con el cortante asociado al momento último y la inercia reducida como se describió anteriormente, este desplazamiento es muy importante en el diseño debido a que genera la abertura en la base y la magnitud de esta abertura provoca la fuerza en el acero postensado.

La presente tesis usa el diseño de la placa híbrida basado en Smith y Kurama (2012), sin embargo este diseño resuelve sólo un punto del comportamiento total de la placa híbrida, el cual pertenecería al diseño de la placa, mientras para esfuerzos mayores o menores al descrito no se conocería la respuesta, junto al diagrama de cuerpo libre descrito y las ecuaciones para el equilibrio podemos calcular la cantidad de área de acero postensado y acero de refuerzo, es en este diseño en el que se usa el valor del factor k_d , este valor nos describe la cantidad de momento absorbido por el acero de refuerzo con respecto a la cantidad del momento tomado por el acero postensado y las cargas de gravedad, a continuación se presentan las ecuaciones para obtener la cantidad de acero para un diseño que resista el momento último M_{wd} .

$$\bar{C}_d = 0.85f'_c t_w \beta_1 c_d \quad (3.2)$$

$$\frac{M_{wd}}{\phi} = \bar{C}_d \left(\frac{L_w}{2} - \frac{\beta_1 c_d}{2} \right) \quad (3.3)$$

Las ecuaciones 3.2 y 3.3 forman el sistema de ecuaciones para calcular el eje neutro c_d y la fuerza de compresión \bar{C}_d para el momento de diseño M_{wd} , además se debe establecer el desplazamiento de diseño en la parte superior de la placa para calcular los esfuerzos en el acero postensado y acero corrugado, una simplificación del análisis es considerar todo el acero concentrado en una sola ubicación para el cálculo de las áreas, las ecuaciones 3.6 y 3.7 son obtenidas a partir del sistema de ecuaciones que forman las ecuaciones 3.4 y 3.5.

$$\bar{C}_d = A_s f_{sd,avg} + A_p f_{pd,avg} + N_{wd} \quad (3.4)$$

$$k_d = \frac{A_s f_{sd,avg}}{A_p f_{pd,avg} + N_{wd}} \quad (3.5)$$

$$A_p = \frac{\bar{C}_d - N_{wd}(1 + k_d)}{f_{pd,avg}(k_d + 1)} \quad (3.6)$$

$$A_s = \frac{k_d(A_p f_{pd,avg} + N_{wd})}{f_{sd,avg}} \quad (3.7)$$

Teniendo el diseño de la placa híbrida planteado resulta conveniente analizar su comportamiento para diferentes niveles de carga.

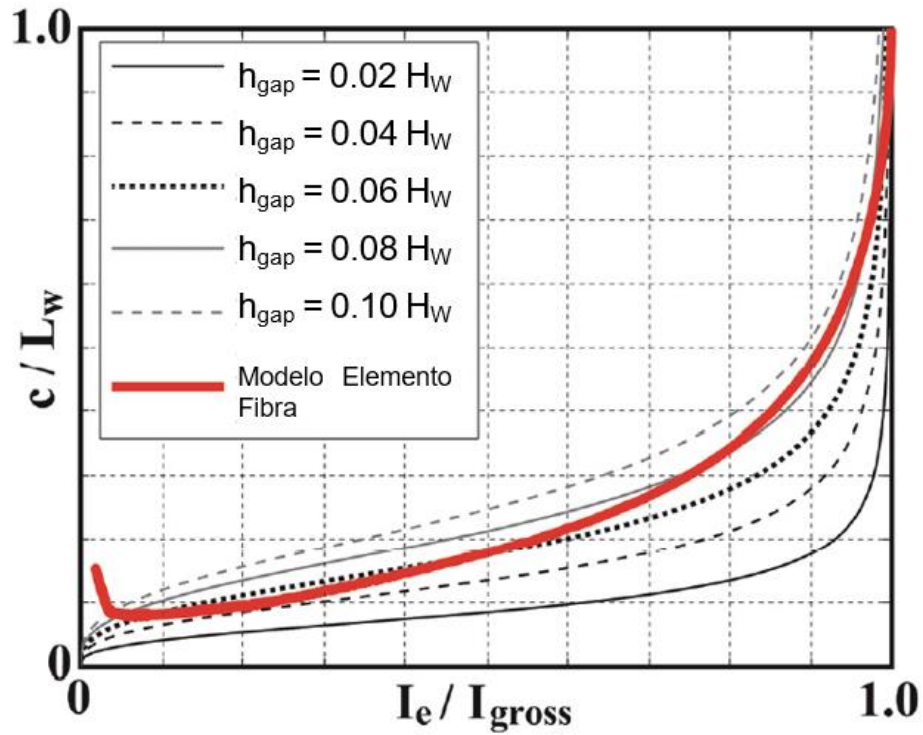


Figura N°3.02: Relación I_e/I_{gross} vs c/L_w
Fuente: Smith y Kurama (2012)

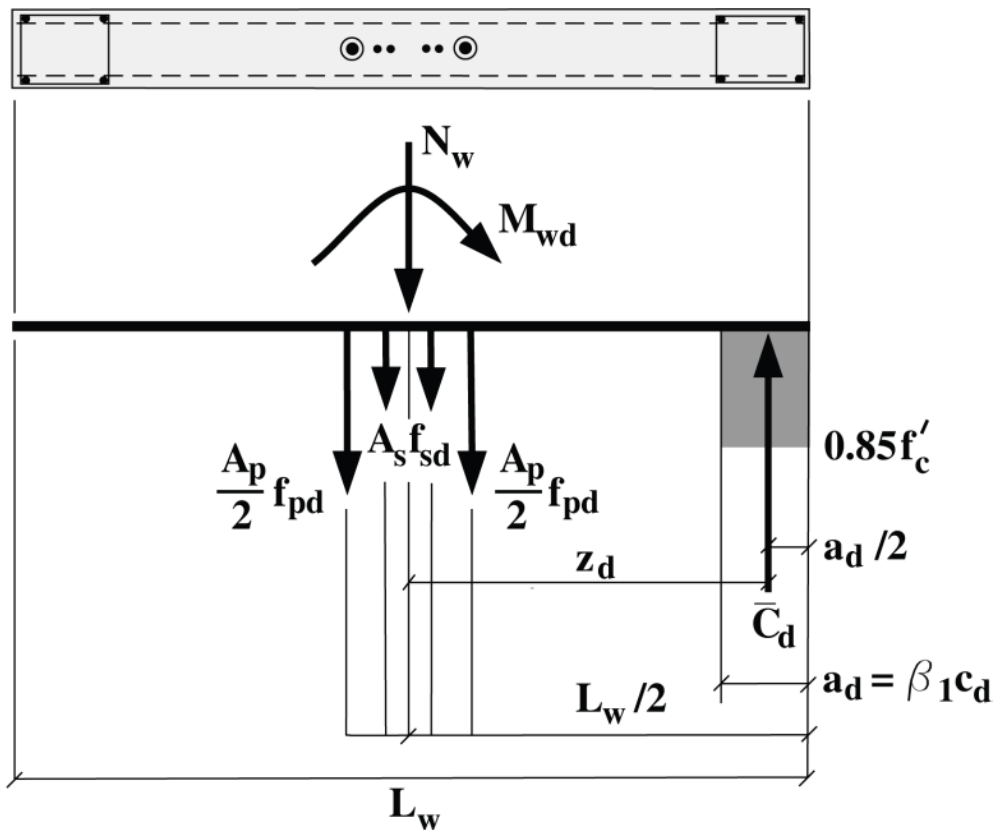


Figura N°3.03: Diagrama de Cuerpo Libre en distorsión de diseño
Fuente: Smith y Kurama (2012)

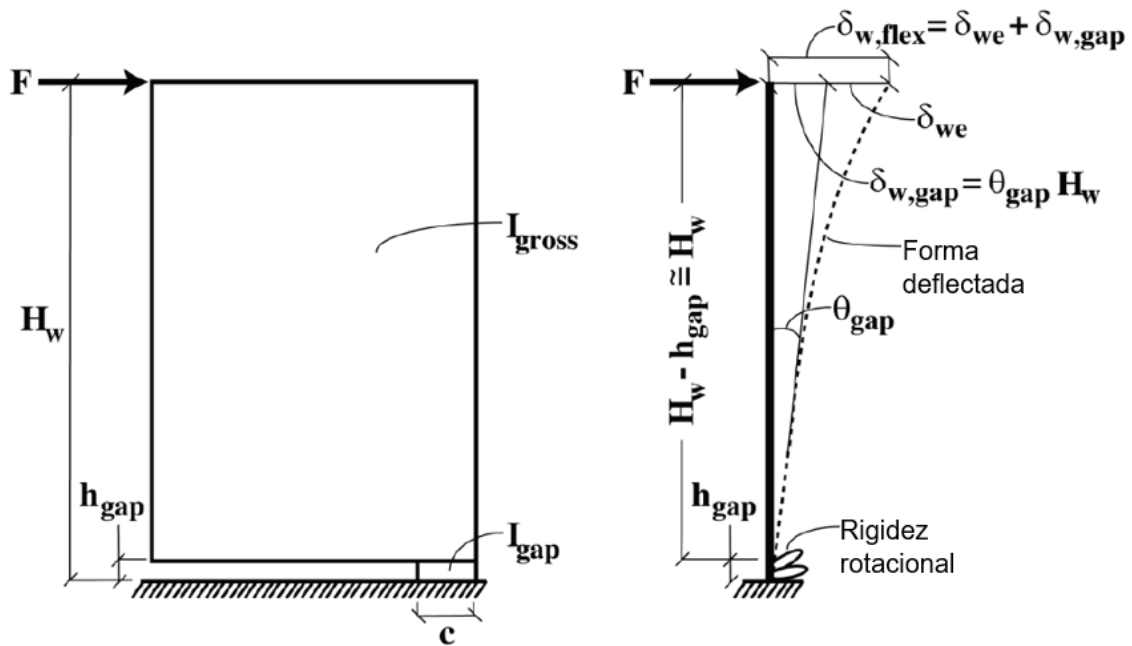


Figura N°3.04: Idealización del comportamiento de placa híbrida
Fuente: Smith y Kurama (2012)

3.2. Modelo Propuesto

El modelo propuesto en esta tesis consiste en establecer un comportamiento continuamente variable en el que se pueda apreciar un cambio de la inercia debido a la abertura en la base, la teoría de una inercia variable está muy relacionada a los diagramas momento-curvatura, estos diagramas reflejan el comportamiento de una sección definiendo un momento resistente para una curvatura φ (cociente de la deformación de la fibra más comprimida entre la distancia del eje neutro), la figura N°3.06 adoptado de Park-Paulay (1975) muestra la obtención de un punto de la gráfica $M-\varphi$ (Momento curvatura), donde la pendiente de la curva $M-\varphi$ es igual al valor de la inercia (EI) de una sección, demostrado por Hibbeler (2012) indicando la relación de la ec. 3.8, es por ello la atención que se le da en este estudio ya que como observamos en los estudios anteriores definir el valor de la inercia efectiva ha sido el mayor problema en los cálculos y ha sufrido las mayores simplificaciones.

Si tomamos una sección de la placa híbrida y analizamos la fibra comprimida se podrá notar que el equilibrio se debe dar con la fuerza del acero postensado y ya que esta fuerza es dependiente de la abertura generada en la base de la placa se establece que las secciones del muro y su comportamiento estarán gobernadas por la abertura en la base, como un caso general analizaremos el punto “d)” de la

figura N°3.05 con una abertura “ θ ” en la base y una longitud de contacto “ c ” (eje neutro), este esquema se muestra en la figura N°3.07. En este modelo suponemos una relación directa entre el ángulo de abertura θ y la curvatura de la sección en la base de la placa híbrida φ , el principio para relacionar estos dos parámetros es considerar que la variación de la altura H de la placa es la porción que debería quedar por debajo del nivel superior de la cimentación, este segmento tiene en la posición de la fibra más comprimida un valor igual a “ θc ”, esta variación no actúa en toda la altura de la placa, estudios anteriores han usado esta relación para diferentes estados del comportamiento de la placa híbrida, por ejemplo Smith y Kurama (2012) usan esta relación en el estado de aplastamiento del concreto en el que consideran que la variación “ θc ” actúa en una altura igual a $0.06H$ suponiendo que el cociente de estos valores es igual a la deformación máxima unitaria del concreto confinado, por otro lado Pérez, Pessiki y Sause (2004) analizan el valor de H_{cr} como la altura donde actúa la deformación unitaria máxima del concreto pero en este caso H_{cr} toma los valores del ancho de la placa confinada (t''_w) o dos veces el valor del bloque de esfuerzos confinado (a''), donde se toma el primero si t''_w es menor a dos veces a'' en caso contrario toma el segundo valor, como se puede observar suponer el valor de la altura en la que actúa la variación de altura debe ser un estudio cuidadoso, en esta tesis se usará el “Principio de Saint Venant” explicado más adelante para calcular la altura “ h ” en la que actúa la variación de altura “ θc ”, cabe resaltar que este valor ha sido supuesto para la respuesta en el rango no lineal del concreto no confinado, de este modo la relación de los parámetros φ y θ se escribe de la siguiente manera en la ec. 3.9:

$$\varphi = \frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta H}{h} = \frac{-\theta c}{h}$$

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = -\frac{\theta}{h} = \varphi$$

$$\theta = \frac{h\varepsilon_c}{c} = h\varphi \quad (3.9)$$

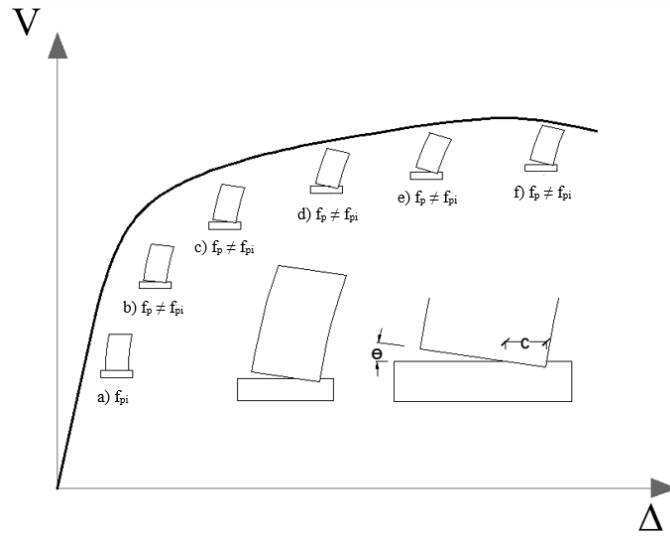


Figura N°3.05: Relación V vs Δ para placa con junta en la base
Fuente: Elaboración propia

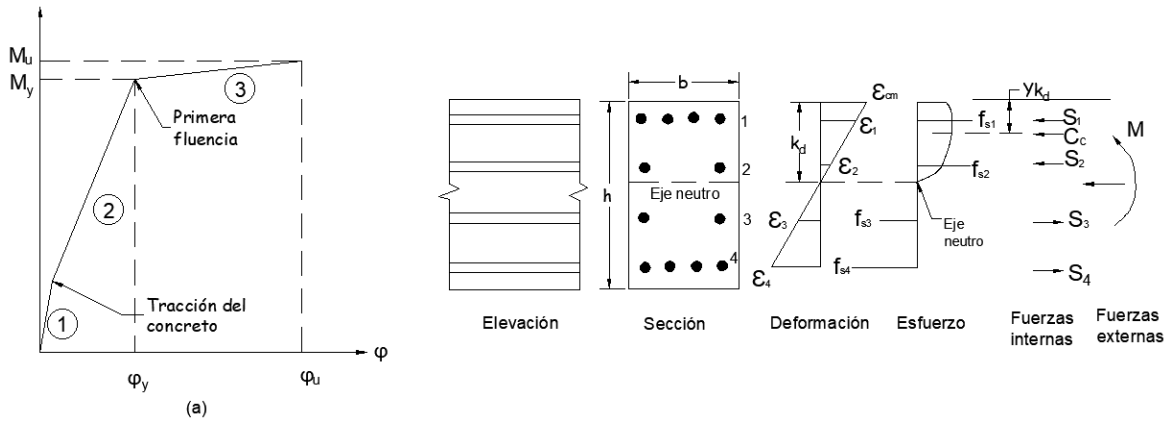


Figura N°3.06: Diagramas Momento-Curvatura y obtención de la curva
Fuente: Park y Paulay (1975)

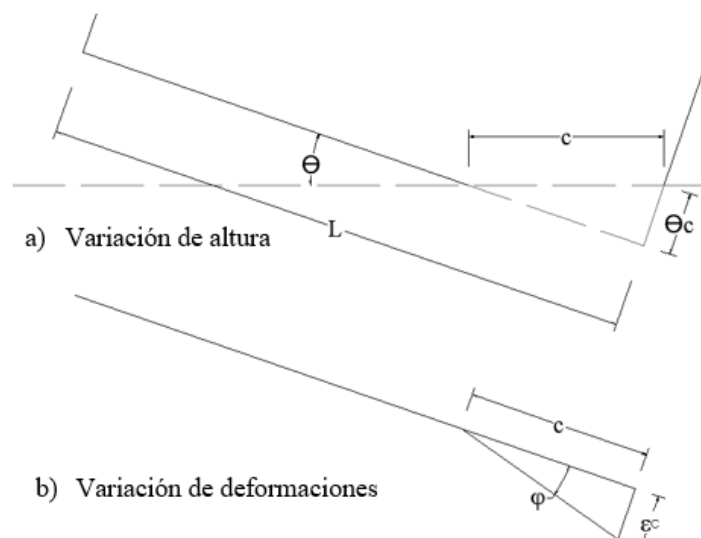


Figura N°3.07: Relación Curvatura ϕ con Abertura θ
Fuente: Elaboración propia

A continuación, se describe el Principio de Saint Venant de vital importancia en la resolución del cálculo del modelo propuesto de esta tesis.

3.3. Principio de Saint Venant

Inicialmente la placa prefabricada se encuentra en contacto en toda su longitud de la junta panel base y cimentación, sin embargo una vez que comienza la abertura y se pierde el contacto en un extremo de la placa los esfuerzos se concentran en la longitud que existe conexión del muro a la cimentación, la fuerza de contacto relacionada a la deformación unitaria del concreto tiene una zona de influencia mayor en puntos más cercanos, mientras que para zonas muy distantes la sensibilidad del esfuerzo es despreciable, lo descrito por Jean Claude B. Saint Venant fue "... la diferencia entre los efectos de dos sistemas de cargas estáticamente equivalentes se hace arbitrariamente pequeña a distancias suficientemente grandes de los puntos de aplicación de dichas cargas", este principio se muestra en la figura N°3.08 y es aplicado al modelo de la placa híbrida en la figura N°3.10 obteniendo una altura de aplicación "h" de la variación de la altura "θc" igual a "(Lw-c) tanα", donde la variable α será estudiada y analizada para definirla en el comportamiento de la placa híbrida, reemplazando el valor de "h" en la ec. 3.9 se define el valor de θ con la siguiente expresión:

$$\theta = (L_w - c) \tan \alpha * \varphi \quad (3.10)$$

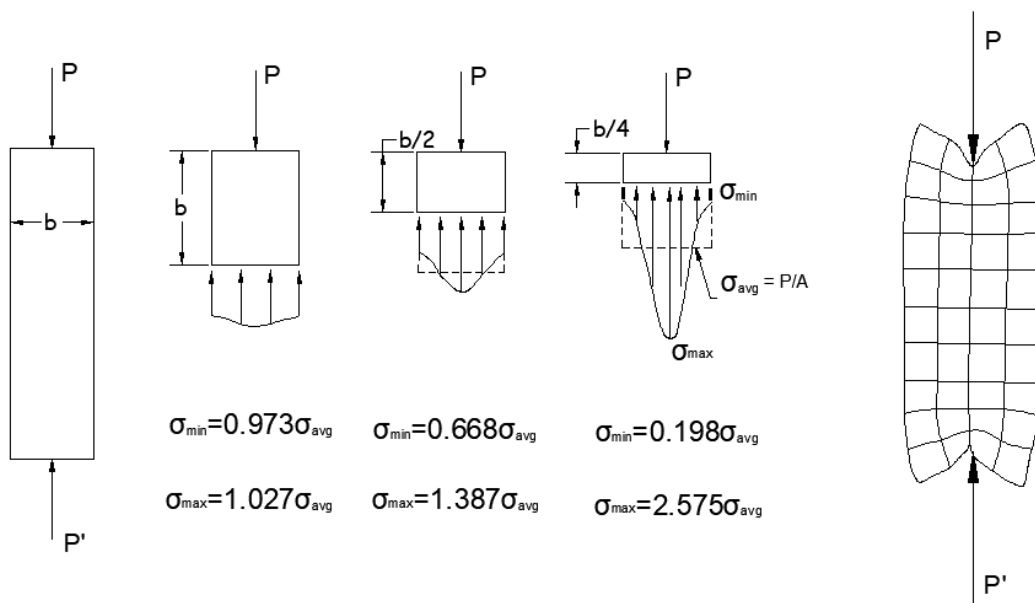


Figura N°3.08: Principio de Saint Venant
Fuente: Wikipedia - https://es.wikipedia.org/wiki/Principio_de_Saint-Venant

3.4. Procedimiento para el Cálculo de las Aberturas y su respectivo Mr

El proceso para el cálculo de las diferentes aberturas a lo largo del comportamiento de la placa híbrida frente a fuerzas laterales es similar al del cálculo de la curva Mr- ϕ , enumeraremos los pasos para un mejor entendimiento.

1. Definimos un valor de ε_c en el extremo de la fibra más comprimida, los valores que puede tomar son del orden de 0 hasta 0.1 en concretos confinados y 0.003 a 0.005 para el concreto sin confinar.
2. Suponemos un valor de eje neutro "c", este valor indica también la longitud que aún existe de contacto entre la placa y su cimentación, si luego del ajuste en el paso 7 este valor resulta ser mayor a la longitud de la placa, esto indica que aún no se ha producido la abertura y por lo tanto la estructura aún se encuentra en el rango lineal elástico, así mismo el valor de "c" servirá para equilibrar las fuerzas de compresión y tracción.
3. Calculamos el valor de la curvatura en la base de la placa, $\phi = \frac{\varepsilon_c}{c}$.
4. Con los valores de la deformación unitaria en la fibra más alejada de compresión y la longitud de contacto en la base calculamos el valor de la fuerza de compresión actuante y su ubicación desde el extremo de compresión de la placa.
5. Calculamos el ángulo de abertura en la base con la fórmula descrita anteriormente en la ec. 3.10.
6. Las fuerzas que equilibran la fuerza de compresión obtenida en el paso 4 son la suma de las fuerzas de tracción en el acero postensado, acero corrugado y las fuerzas de gravedad de diseño, donde las fuerzas en los aceros son función de su posición desde un extremo de la placa y la abertura calculada en el paso 5, por ejemplo para una cantidad de acero postensado A_p ubicada a una posición l_p desde un extremo de la placa como se muestra en la figura N°3.09, la deformación adicional a la deformación inicial provocada por el pre-esfuerzo será igual a $\theta (l_p - c)$, y al tratarse de tendones no adheridos en toda su longitud resulta sencillo calcular la deformación unitaria como el cociente de la deformación adicional y la longitud no adherida para calcular luego su esfuerzo y fuerza relacionada, del mismo modo se puede calcular la deformación en el acero corrugado pero en este caso se coloca una longitud no adherida de diseño esta longitud es proporcionada por un aislamiento del acero al concreto como se mencionó antes esto se puede realizar en la parte superior de la

cimentación o en la parte inferior de la placa, lo primero resulta ser lo más frecuente pero debe existir una longitud adherida que sea capaz de transmitir el esfuerzo tanto a la cimentación y a la placa ya que este medio es la principal para la disipación de la energía, finalmente se suman todas las fuerzas consideradas a tracción sumadas a las cargas de gravedad para ser equilibradas con la fuerza a compresión.

7. Los pasos del 3 al 6 están sujetos a un valor de eje neutro supuesto, por lo que si las fuerzas no se equilibran debemos suponer otro valor de eje neutro "c" y repetir los pasos del 3 al 7 hasta obtener un equilibrio de las fuerzas a compresión y tracción.
8. Una vez obtenido un valor definitivo del eje neutro para un valor de ε_c establecido, guardamos los valores de la curvatura y la abertura en la base, también se puede calcular el momento resistente (M_r) en la base para cada valor de ε_c .

Como se puede observar en el paso 6, existen valores de ε_c y θ que provocan incrementos en la fuerza del postensado, estos incrementos generan diferentes estados en el diagrama $M_r-\phi$ de una sección por lo que se plantea tomar las diferentes fuerzas generadas en el acero postensado y llevarlas a secciones superiores a la base con diferentes configuraciones de refuerzo y calcular todas las posibles gráficas de sus diagramas $M_r-\phi$, al obtener estos diagramas podemos usarlos para calcular los desplazamientos generados por las fuerzas actuantes externas, la ec. 3.11 pertenece a la teoría de desplazamientos por el método de Trabajo Virtual, donde "m" es el momento provocado por una carga unitaria externa en la ubicación que se desea calcular el desplazamiento, mientras M es el momento externo actuante y EI la rigidez de la estructura, la placa híbrida y en general todas las placas se pueden considerar como una viga en voladizo donde el cálculo de "m" resulta ser sencillo, en cambio el valor del momento y la inercia EI es variable para la placa híbrida motivo por el cual se calculó sus diagramas $M_r-\phi$ ya que los valores M_x/EI_x son iguales a ϕ_x .

$$\delta = \int_0^H \frac{mM}{EI} dx \quad (3.11)$$

$$\delta = \int_0^H m\phi_x dx \quad (3.12)$$

3.5. Límites del modelo propuesto

- ✓ Sólo se considera el comportamiento del concreto no confinado, esto debido a que en el comportamiento del concreto confinado la distribución de esfuerzos tiene diferente consideración debido a una discontinuidad del confinamiento.

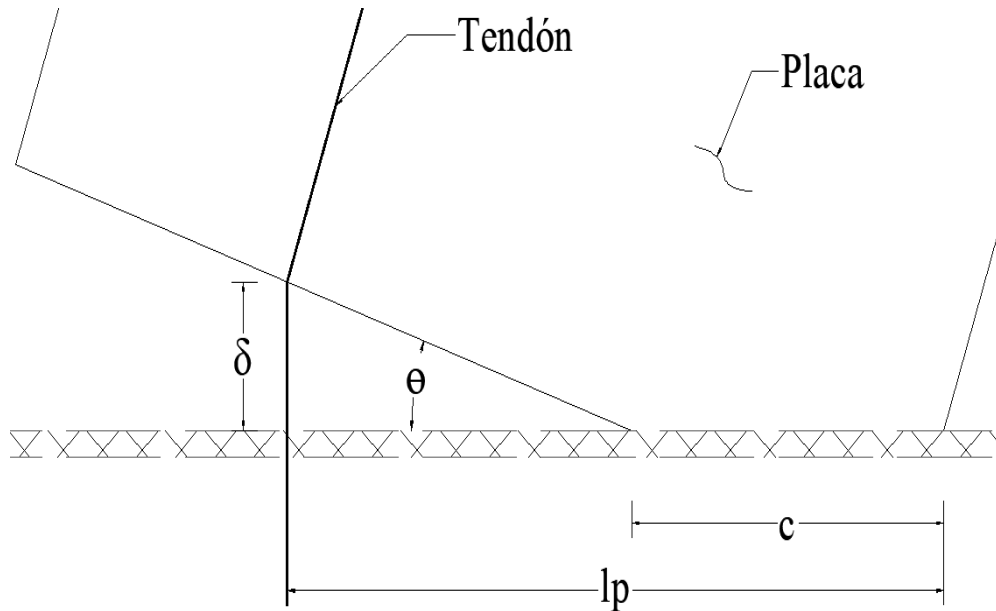


Figura N°3.09: Características de la ubicación del acero postensado
Fuente: Elaboración propia

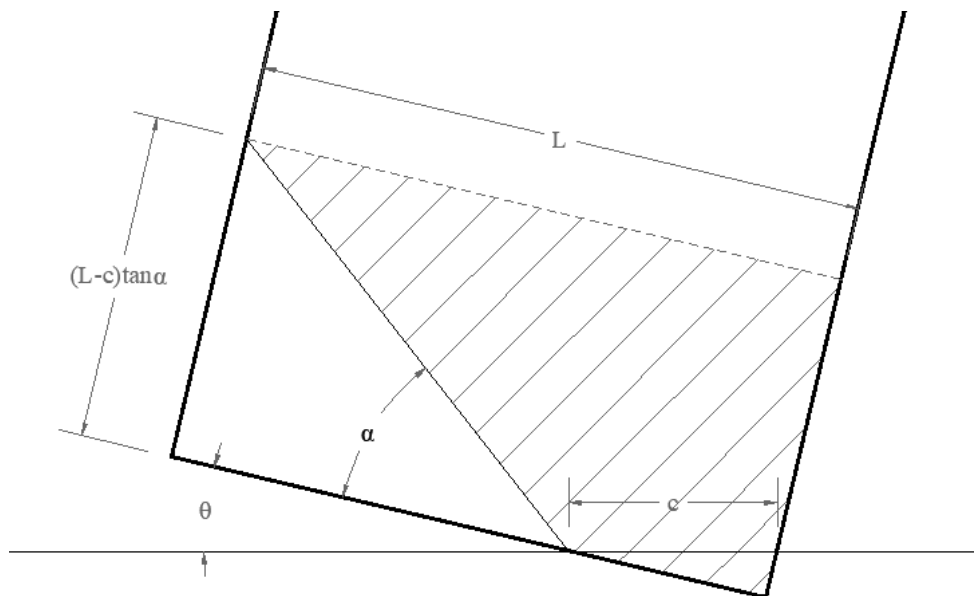


Figura N°3.10: Principio de Saint Venant aplicado a la placa híbrida
Fuente: Elaboración propia

3.6. Validación del Modelo Propuesto

Con el fin de validar el modelo propuesto, se muestra su uso e interpretación con el ensayo experimental realizado por Smith y Kurama.

3.6.1. Validación– Ensayo realizado por Smith, Kurama y McGinnis (2011)

El ensayo a comparar se encuentra descrito en el paper “Design and Measured Behavior of a Hybrid Precast Concrete Wall Specimen for Seismic Regions”, 2011. Las características del modelo fueron reducidas a escala del 40%, una de las consideraciones para tomar este valor de escala es la limitación establecida por el ACI-ITG 5.1 en el cual se indica que la escala mínima para realizar ensayos de estructuras de placas prefabricadas debe ser por lo menos el 40%, con esta consideración la longitud de la placa tiene 243cm y una altura de 548cm con un espesor de 15.9cm, la carga lateral es aplicada a una altura de 3.66m desde la base de la placa y se colocaron 2 tendones con 2.961cm^2 (área de 3 alambre de 0.5”) ubicados a 22.9cm simétricamente desde el eje de la placa, estos aceros tiene una resistencia última (f_{pu}) de 270 ksi y un esfuerzo inicial ($f_{pi} = 0.55f_{pu}$) igual al 55% de f_{pu} con una longitud no adherida de 548cm, adicionalmente se colocaron 4 barras de acero corrugado que cruzan la junta en la base, ubicados simétricamente respecto al eje de la placa, un par ubicado a 15.2cm y el otro para 7.6cm. En el caso de estos aceros la longitud no adherida es de 25.4cm, la carga de gravedad considerada como carga axial es constante con valor de 33.12 tonf, un dato importante es el valor de la resistencia del concreto que en diseño es de 420kgf/cm^2 , sin embargo se menciona que en el ensayo de las probetas a 141 días, tiempo en el que se realizó el ensayo, estos tenían una resistencia de 336.5kgf/cm^2 , consideración tomada en el modelo, el esquema usado para el ensayo se muestra en la figura N°3.11.

Una de las ventajas del ensayo es la carga axial constante, ya que para el análisis del modelo propuesto sólo se necesita definir una sola sección de la placa híbrida, lo cual no sucede muy a menudo en las estructurales comunes de la realidad, dado que para una edificación de más de un nivel se tiene cambios significativas de la carga axial de un solo elemento vertical, debido a las cargas de gravedad que generan los entresijos, esto podrá observarse en el capítulo IV, en el cual se analizará una placa híbrida con cambios de la carga axial.

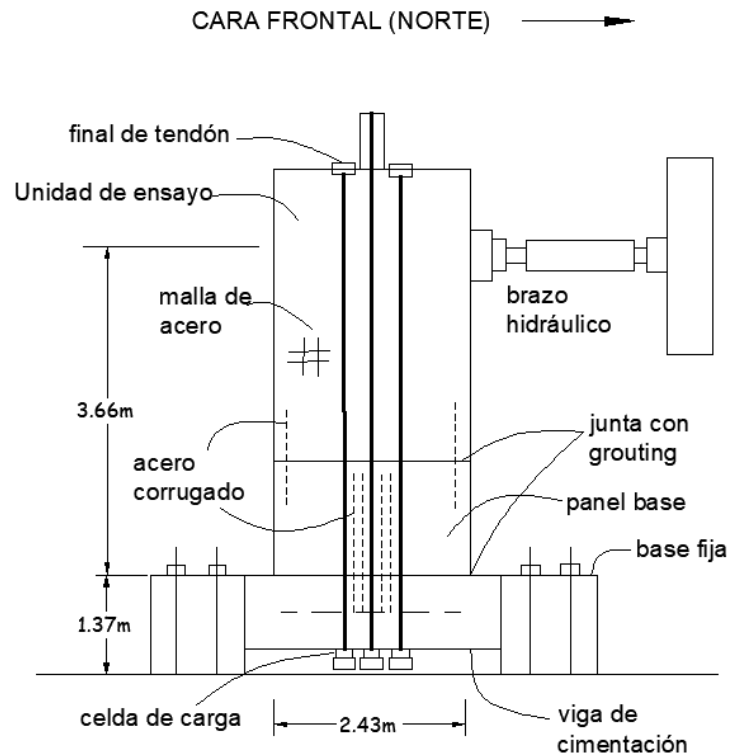


Figura N°3.11: Esquema del ensayo por Smith, Kurama y McGinnis (2011)
Fuente: Smith, Kurama y McGinnis (2011)

En la tabla 3.1 se muestran las características principales del ensayo.

Tabla 3.1: Características del ensayo por Smith, Kurama y McGinnis

Parámetros de Análisis	
t=	15.90 cm
L=	243.00 cm
H=	548.00 cm
Carga Axial=	33129.5 kgf
f'c=	337 kgf/cm ²
f'cc=	633 kgf/cm ²
Ec=	276993 kgf/cm ²
ε ₀ =	0.002
ε _{cc} =	0.01080
ε _{cu} =	0.04000
E _{sec} =	58566 kgf/cm ²
E _p =	2000000.00 kgf/cm ²
f _{pu} =	18980.00 kgf/cm ²
f _{pi} =	10439.00 kgf/cm ²
f _{py} =	16552.15 kgf/cm ²
ε _{py} =	0.008261073
ε _i =	0.0052195
L _{no-adherido-post} =	548.00 cm
f _y	4550.00 kgf/cm ²
ε _y =	0.002275
L _{no-adherido-ref} =	25.40 cm

Fuente: Smith, Kurama y McGinnis (2011)

A continuación, en la figura N°3.12 se muestra los resultados de un análisis para distintos valores del ángulo de esfuerzos distribuidos en la base por el Principio de Saint Venant, en la tabla 3.2 y tabla 3.3 se puede observar la diferencia y diferencia al cuadrado (análisis de error medio cuadrático) con valores de cortante en la envolvente para distintos valores de distorsión del análisis histerético experimental por Smtih, Kurama y McGinnis (2011).

Tabla 3.2: Diferencia de Fuerza de Corte para distintos α

$\Delta\%$	Diferencia de cortante para distorsiones establecidas					
	$(V_e - V_\alpha)$					
	$\alpha=30^\circ$	$\alpha=35^\circ$	$\alpha=40^\circ$	$\alpha=45^\circ$	$\alpha=50^\circ$	$\alpha=55^\circ$
0.1	3.70	6.60	18.02	28.38	37.67	47.00
0.2	8.48	0.81	6.40	14.78	25.51	40.29
0.3	22.83	30.64	38.06	44.36	49.87	56.54
0.4	38.70	43.48	49.60	56.17	61.77	66.50
0.5	52.22	56.94	61.55	67.30	73.77	79.22
0.6	62.95	67.74	72.50	77.44	83.63	90.47
0.7	66.02	69.86	74.52	79.42	84.98	92.05
0.8	64.06	67.00	70.97	75.72	80.92	87.47
0.9	62.32	63.69	66.92	71.20	76.20	82.09
1.0		62.26	64.45	68.12	72.85	78.35
1.2			57.41	59.10	62.80	67.91
1.4				42.59	44.18	48.27
1.6					27.55	29.59
1.7						16.1

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.3: Diferencia de Fuerza de Corte al cuadrado

$\Delta\%$	Diferencia al cuadrado					
	$(V_e - V_\alpha)^2$					
	$\alpha=30^\circ$	$\alpha=35^\circ$	$\alpha=40^\circ$	$\alpha=45^\circ$	$\alpha=50^\circ$	$\alpha=55^\circ$
0.1	13.7	43.5	324.6	805.1	1419.0	2209.2
0.2	71.9	0.7	41.0	218.3	650.9	1623.0
0.3	521.2	939.1	1448.4	1967.7	2487.2	3197.0
0.4	1497.3	1890.5	2460.2	3155.5	3815.5	4421.9
0.5	2727.3	3241.8	3787.9	4529.8	5441.9	6275.9
0.6	3962.3	4588.2	5256.6	5997.7	6993.7	8185.2
0.7	4359.0	4879.8	5553.9	6307.5	7221.1	8473.9
0.8	4104.2	4488.7	5036.0	5733.0	6548.6	7651.8
0.9	3883.4	4056.1	4478.7	5069.4	5805.9	6738.6
1.0	SD	3875.8	4154.3	4639.7	5306.6	6138.2
1.2	SD	SD	3296.0	3492.5	3944.3	4612.2
1.4	SD	SD	SD	1813.6	1952.2	2330.2
1.6	SD	SD	SD	SD	759.2	875.6
1.7	SD	SD	SD	SD	SD	258.4

Σ hasta 1.7% 21140.2 28004.2 35837.7 43729.9 52346.2 62991.2 -----> Promedio Mínimo 40674.9

|Diferencia con el promedio| 19534.7 12670.7 4837.24 3055.04 11671.3 22316.3 -----> 3055.04

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura N°3.12 los modelos para diferentes valores de α tienen pequeñas diferencias de valores de cortante, pero se diferencian más

en el grado de distorsión que alcanzan, los valores estudiados fueron desde 30° hasta 55° cada 5° para definir el mejor comportamiento se tomó el error medio cuadrático mostrado en la tabla 3.3, y ya que todos los ángulos alcanzan diferentes niveles de distorsión, se toma el promedio de los errores medios cuadráticos y se escoge el ángulo que represente la respuesta a aquel que se asemeje más a este promedio. En este caso el ángulo de 45°, estos valores de las diferencias al cuadrado y el promedio se muestran en la figura N°3.13.

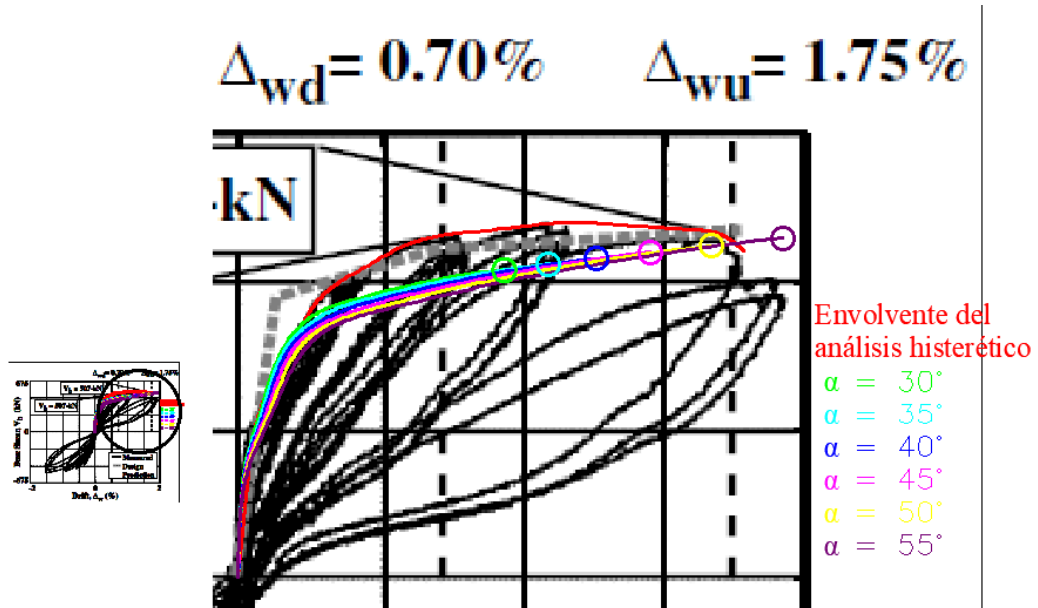


Figura N°3.12: Comparación de respuestas para distintos valores de α
Fuente: Smith, Kurama y McGinnis (2011)

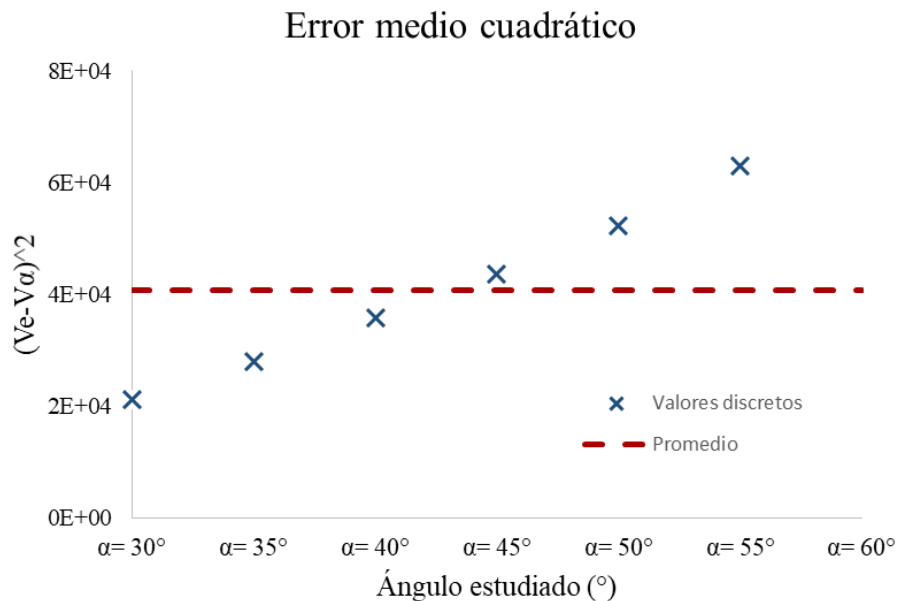


Figura N°3.13: Valores discretos del error medio cuadrático
Fuente: Elaboración propia

Se mostró primero el análisis del ángulo α para describir el ángulo que se usará para todo el análisis de los parámetros involucrados, pero todos estos parámetros fueron analizados y estudiados en cada valor de α para poder definirlo.

El uso de los valores de la tabla 3.4 en una hoja de cálculo nos brinda el diagrama de la figura N°3.14 de los momentos resistentes en función del ángulo de abertura en la junta de la base, para el rango no lineal del concreto no confinado.

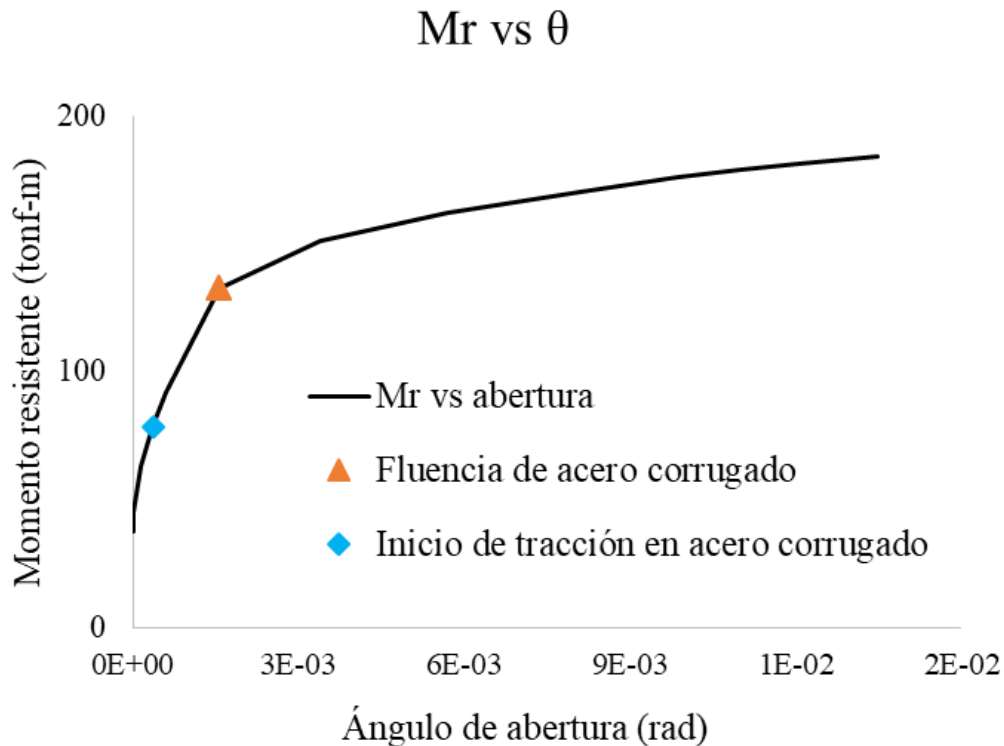


Figura N°3.14: Relación Mr vs θ del modelo propuesto en el ensayo de Smith, Kurama y McGinnis
Fuente: Elaboración propia

En base a la gráfica de la figura N°3.14 puede observarse un comportamiento de variación del momento resistente respecto al ángulo de abertura, esto se da debido a la existencia del acero de refuerzo, el cual provoca dos cambios pronunciados de la pendiente de la gráfica.

En el análisis de la estructura de Smith, Kurama y McGinnis mostramos la variación del esfuerzo de los aceros corrugados respecto al ángulo de abertura según el modelo del material tomado. De acuerdo la tabla 3.4 y la figura N°3.15 puede afirmarse que la fluencia del acero de refuerzo para todos los aceros sucede casi simultáneamente, esta característica es supuesta en el diseño, por lo que se considera una correcta suposición.

Tabla 3.4: Esfuerzos en Acero corrugado según abertura

θ rad	fs1 kgf/cm2	fs2 kgf/cm2	fs3 kgf/cm2	fs4 kgf/cm2
0.00E+00	0.00	0.00	0.00	0.00
7.76E-06	-58.54	-63.13	-72.42	-77.06
2.13E-05	-135.31	-147.89	-173.38	-186.12
5.19E-05	-230.19	-260.83	-322.93	-353.98
1.44E-04	-198.18	-283.46	-456.29	-542.71
2.47E-04	73.26	-72.56	-368.10	-515.86
3.68E-04	527.65	310.15	-130.64	-351.04
4.89E-04	1052.75	763.72	177.94	-114.95
6.13E-04	1630.73	1268.51	534.42	167.37
9.92E-04	3513.52	2927.90	1741.04	1147.61
1.56E-03	4614.64	4608.01	3846.12	2914.92
2.35E-03	4652.65	4642.61	4622.26	4612.09
3.39E-03	4707.43	4692.98	4663.71	4649.07
4.51E-03	4769.49	4750.25	4711.27	4691.78
5.69E-03	4836.14	4811.88	4762.70	4738.12
6.89E-03	4905.08	4875.68	4816.09	4786.29
8.10E-03	4974.35	4939.80	4869.79	4834.78
9.29E-03	5042.28	5002.68	4922.42	4882.29
9.86E-03	5075.29	5033.22	4947.96	4905.33
1.04E-02	5107.45	5062.97	4972.80	4927.72
1.10E-02	5138.62	5091.77	4996.83	4949.36
1.15E-02	5168.64	5119.50	5019.91	4970.12
1.20E-02	5197.39	5146.04	5041.95	4989.91
1.25E-02	5224.74	5171.25	5062.84	5008.64
1.35E-02	5274.77	5217.28	5100.77	5042.51

Fuente: Elaboración propia

Esfuerzo vs θ

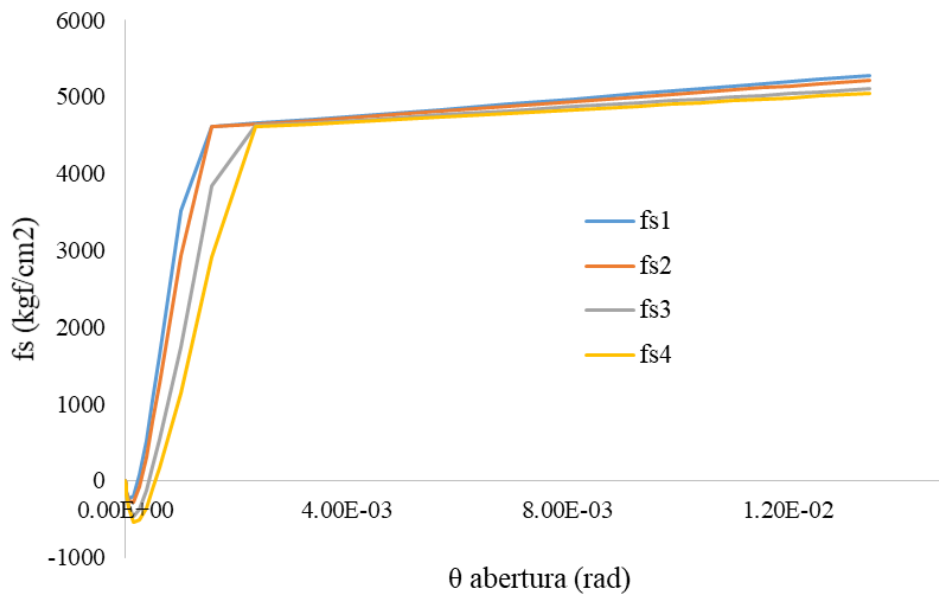


Figura N°3.15: Esfuerzos de acero vs ángulo de abertura
Fuente: Elaboración propia

Los diagramas $M_r-\phi$ para diferentes valores de θ calculados se usarán para calcular los desplazamientos por flexión según la ec. 3.12 siguiendo el procedimiento de la figura N°3.16, que indica que a partir de la distribución de momentos en una estructura y con las relaciones $M_r-\phi$, calculamos la distribución de curvaturas ϕ_x , que al ser multiplicado por una distribución de momento provocado por una carga unitaria en el punto que se desea calcular el desplazamiento e integrar este producto en toda la longitud de la estructura podemos calcular el desplazamiento por flexión producido por la distribución de momentos.

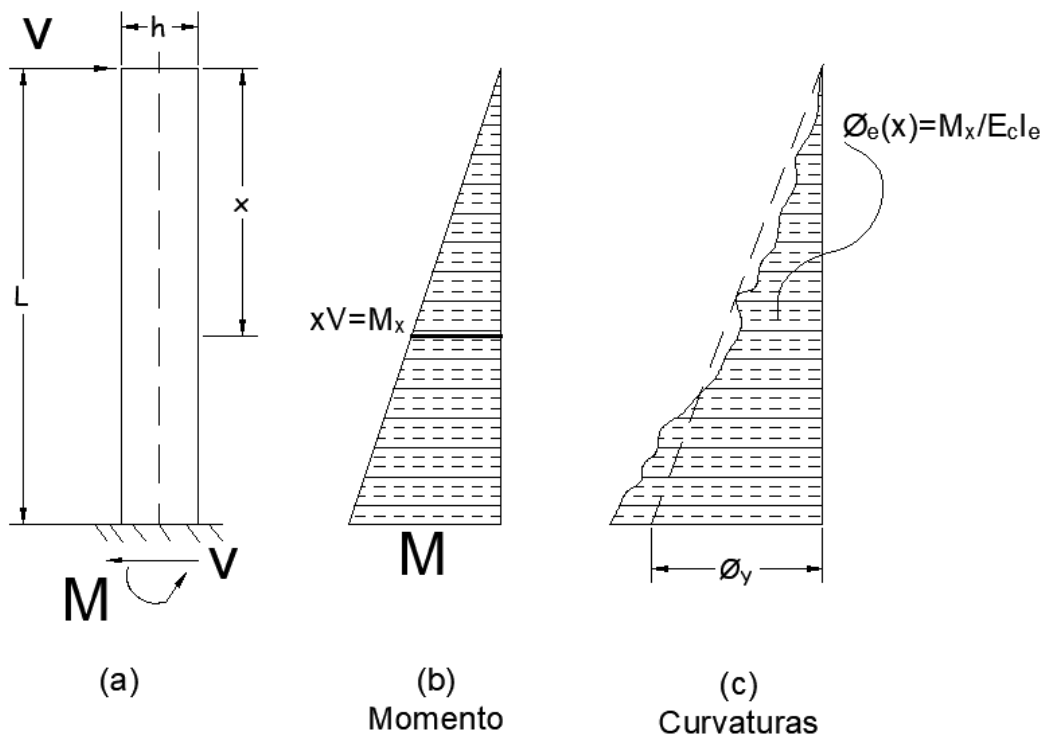


Figura N°3.16: Obtención de la curvatura según el momento aplicado
Fuente: Paulay y Priestley (1992)

Como ejemplo del cálculo realizado para diferentes cargas laterales, se muestra el cálculo para una carga de 36.34tonf, una observación en el procedimiento de este caso es el cambio de sección desde los 1.45m primeros metros desde la base donde aún se cuenta con la presencia de los aceros corrugados que cruzan la junta de la base, mientras que para posiciones superiores a los 1.45m, estos aceros ya no están presentes, provocando un cambio en las gráficas $M_r-\phi$, por lo tanto se tiene la figura N°3.17 y figura N°3.18 que muestra los diagramas $M_r-\phi$ para las configuraciones 1 y 2, respectivamente.

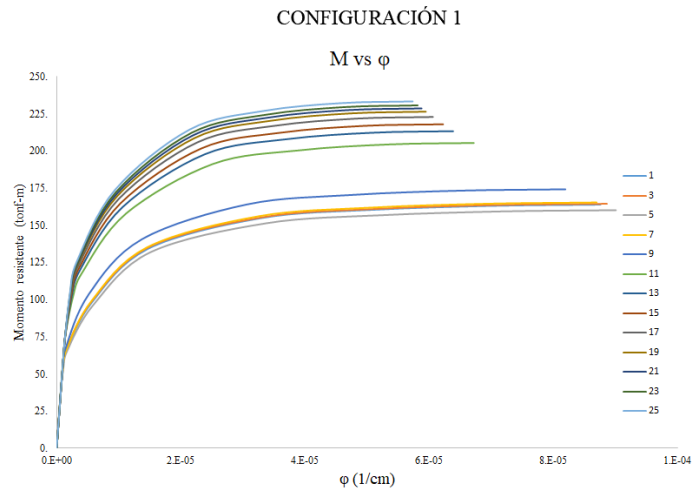
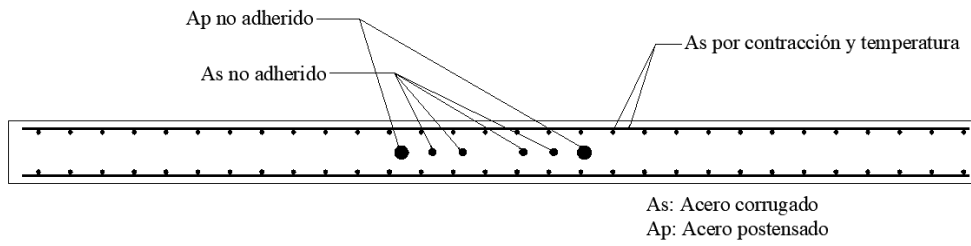


Figura N°3.17: Relación de $M_r-\phi$ para distintas aberturas en la base para Configuración 1
 Fuente: Elaboración propia

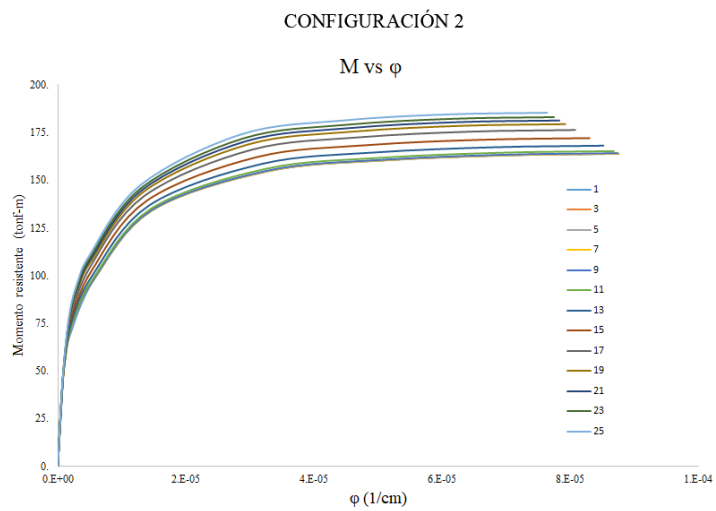
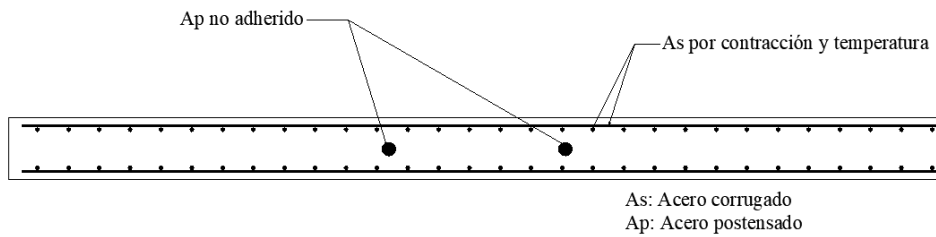


Figura N°3.18: Relación de $M_r-\phi$ para distintas aberturas en la base para Configuración 2
 Fuente: Elaboración propia

En referencia a los gráficos de las figura N°3.17 y figura N°3.18 puede observarse una reducción en el máximo momento resistente muy notable para la Configuración 2 respecto a la Configuración 1 debido a la ausencia del acero corrugado que cruza la base, diferencia más pronunciada en las curvas del “11” al “25” pertenecientes a aberturas mayores donde sucede la fluencia del acero corrugado.

Haciendo uso de estas gráficas para una carga lateral de 36.28tonf en la estructura a 3.66m desde la base obtenemos las gráficas de Mu_x , φ_x (figura N°3.19a) y momento por carga unitaria en la parte superior de la estructura (5.48m) ya que en esta ubicación deseamos calcular la deflexión y dividiéndola entre la altura mencionada hallar la distorsión para los 36.28tonf haciendo uso de la ec. 3.12 anteriormente planteada. En este caso la distorsión calculada es de 0.2125%, realizamos este procedimiento para los distintos incrementos de carga lateral que se tenga.

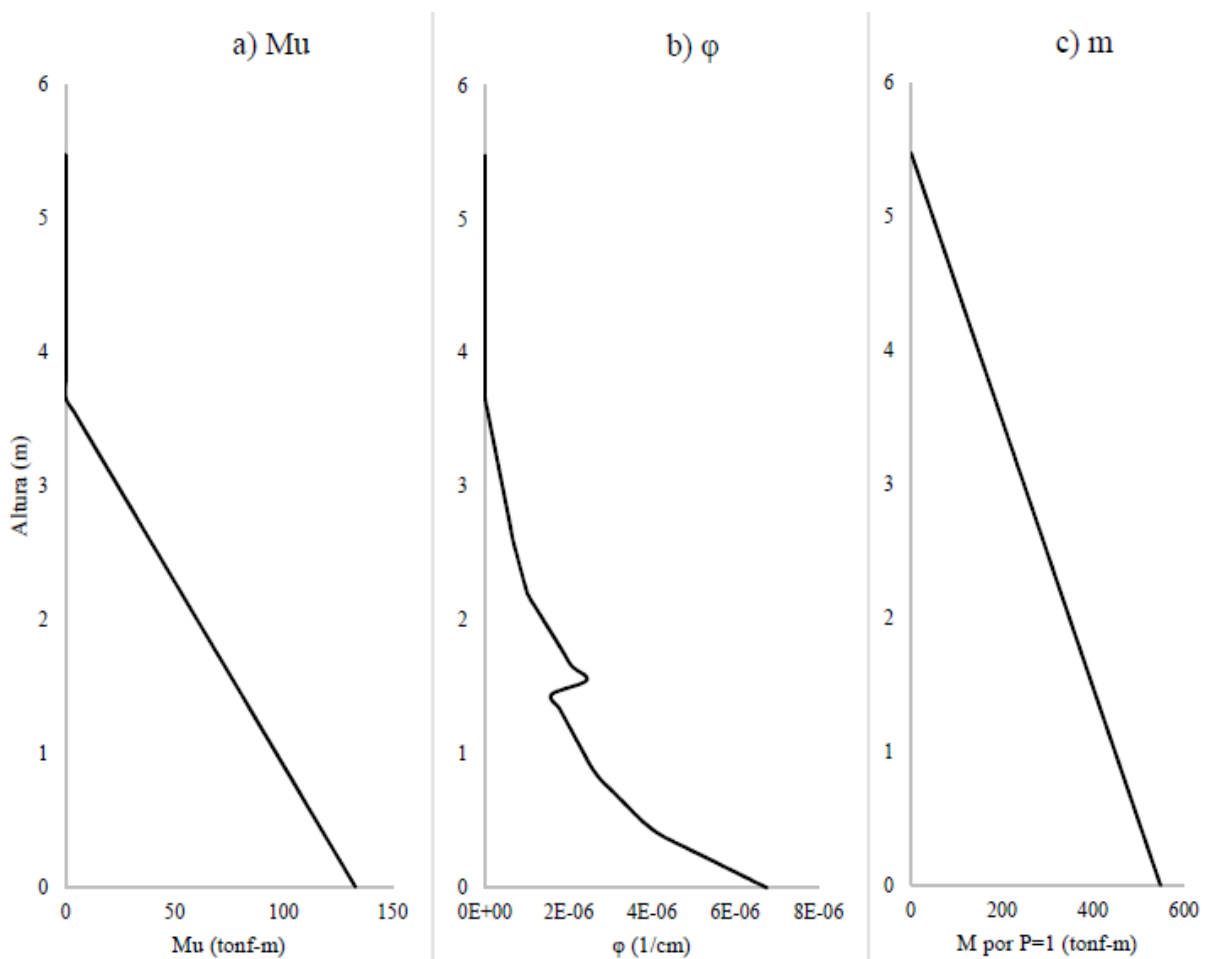


Figura N°3.19: Ejemplo del Modelo Propuesto aplicado al ensayo de Smith, Kurama y McGinnis (2011)
 Fuente: Elaboración propia

En la figura N°3.19b puede observarse un cambio en la curvatura a la altura de 1.45m, esto debido al cambio de inercia efectiva (EI), debido al cambio de estructuración en la cual se elimina la presencia del acero de refuerzo para disipación de energía en la base, por lo tanto en base a este ejemplo procedemos a emplear el modelo propuesto y compararlo con el ensayo realizado por Smith y Kurama (2011).

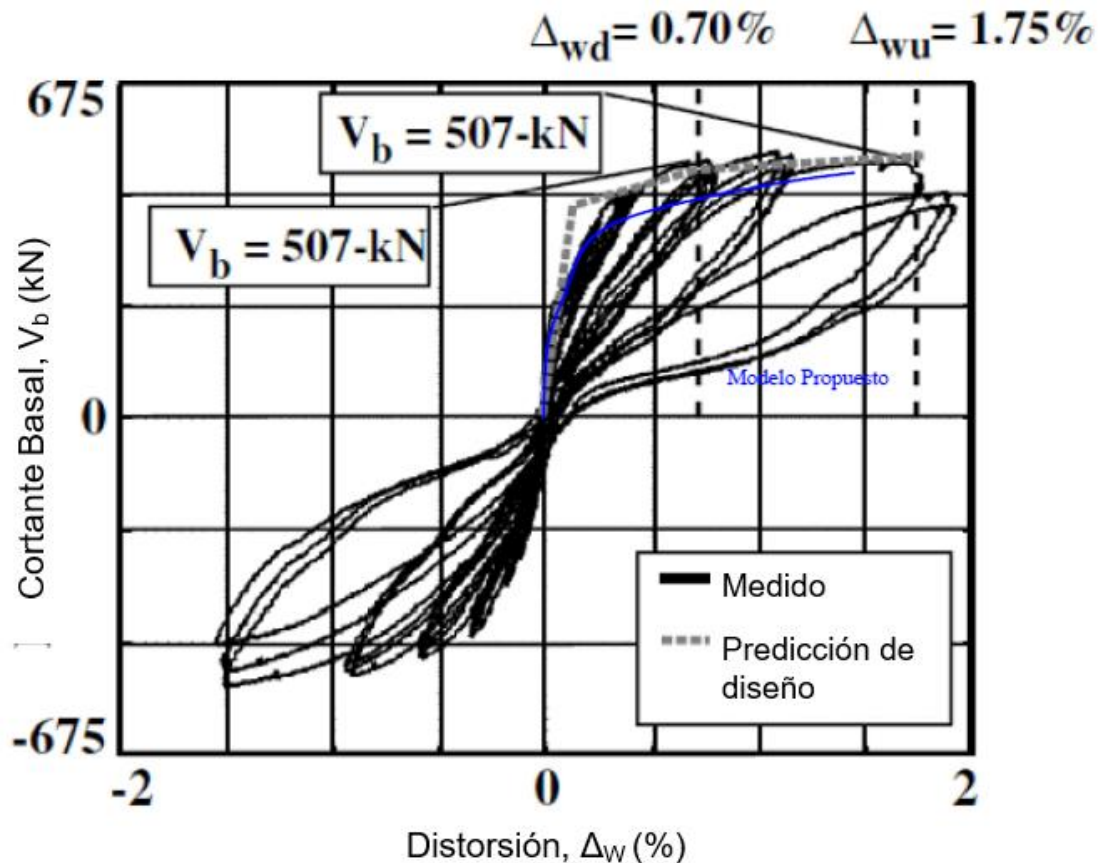


Figura N°3.20: Comparación Modelo Propuesto con el Ensayo realizado por Smith y Kurama
Fuente: Smith, Kurama y McGinnis (2011)

El desplazamiento total de la placa híbrida es debido a la suma de un desplazamiento obtenido por la fuerza en flexión en adición del desplazamiento generado por el giro en la base, el cálculo del desplazamiento por flexión es calculado con el procedimiento del modelo propuesto descrito en el ejemplo de cálculo para una fuerza lateral, mientras que el desplazamiento producido por el giro en la base resulta del producto de este giro y la altura a la que deseamos calcular el desplazamiento, generalmente es la altura total de la estructura la ubicación en que se desea la magnitud del desplazamiento ($\theta * H_w$), la tabla 3.5 muestra la variación de los desplazamientos descritos.

Tabla 3.5: Desplazamientos calculados con Modelo Propuesto

Punto	Δ (distorsión) %	δ (por giro) cm	δ (por flexión) cm	δ (total) cm
0	0	0	0	0
1	0.0094	0.000	0.051	0.051
3	0.0134	0.012	0.062	0.073
5	0.0322	0.079	0.098	0.177
7	0.0638	0.202	0.148	0.349
9	0.0974	0.336	0.197	0.534
11	0.2125	0.853	0.312	1.165
13	0.4155	1.856	0.421	2.277
15	0.6563	3.118	0.479	3.596
17	0.9044	4.439	0.517	4.956
19	1.0844	5.406	0.537	5.943
21	1.1983	6.020	0.547	6.566
23	1.3052	6.599	0.554	7.152
25	1.4498	7.387	0.558	7.945

Fuente: Elaboración propia

Con base en los resultados mostrados en la figura N°3.21 se observa también un desplazamiento inicial en el que el aporte por flexión es mayor a la abertura generada en la base, esto hasta aproximadamente una distorsión de 0.0322% generado por una carga de 17.3tonf, luego de esto el comportamiento de la placa es gobernado en mayor proporción por la abertura.

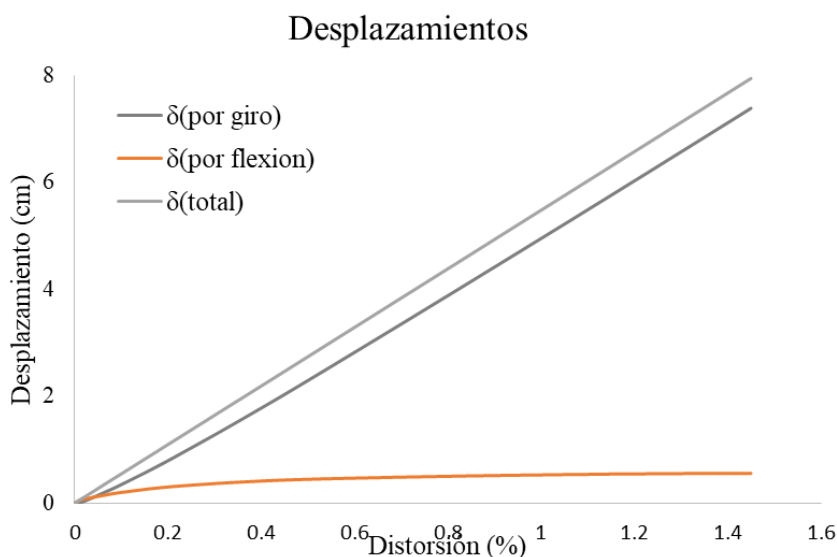


Figura N°3.21: Desplazamientos generados vs distorsión
Fuente: Elaboración propia

La figura N°3.20 muestra una buena relación del modelo propuesto con el ensayo experimental estudiado, la fuerza máxima calculada para el modelo propuesto resulta ser de 50.34tonf mientras que el ensayo describe una fuerza

máxima de 51.68tonf, el modelo considera el comentario realizado por los autores del ensayo respecto a la resistencia máxima del concreto al momento del ensayo, dichos autores indican que el concreto fue diseñado para una resistencia de 420kgf/cm², sin embargo al momento del ensayo el concreto tenía una resistencia de 336.5kgf/cm².

Existe mayor proximidad en el rango lineal y no lineal elástico desde 0 hasta 35.88tonf aproximadamente, mientras que para el rango no lineal inelástico la diferencia resulta de un comportamiento distinto en el acero corrugado para cargas cíclicas respecto a su respuesta para carga monotónica que fue el considerado en el modelo propuesto, el resultado de Smtih y Kurama muestra también buena relación con el procedimiento experimental, sin embargo su modelo sólo indica dos puntos de la gráfica uno para el nivel de diseño y otro para el nivel de resistencia máxima, un gran aporte de esta tesis es la diferencia de desplazamientos que realiza separando el desplazamiento por flexión y giro del cuerpo rígido el cual le otorga gran ductilidad a este sistema estructural permitido gracias a la disipación de energía liberado por el acero corrugado no adherido en la junta del panel base y la cimentación, además de considerar la estructuración y la inercia variable debido a la no linealidad de los materiales involucrados haciendo uso de los diagrama momento-curvatura y su relación con la inercia de la sección.

Se observa que este sistema estructural resulta eficiente ya que a medida que la estructura se encuentra sujeta a cargas laterales y sufre desplazamientos su capacidad de resistir momentos también aumenta, esto puede observarse en la figura N°3.17 y sus diagramas Mr-φ donde se ve el aumento de Mr desde la curva “1” a la curva “25”.

CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DEL MODELO

Teniendo como punto de partida el modelo explicado en el capítulo anterior, en el presente capítulo se llevará a cabo la aplicación en un proyecto existente en el que se haya usado una placa convencional y poder diferenciar el diseño y la estructura con una placa híbrida, así también establecer una base en el diseño con solicitaciones sísmicas peruanas.

4.1. Descripción del proyecto a usar

Las placas híbridas deberían poder ser usadas en casos comunes de la realidad peruana, el alcance de esta tesis se centra en los edificios menores a 5 pisos, para la aplicación del modelo descrito en el capítulo III se tomará un proyecto real que pueda experimentar de manera física las cargas de un posible sismo producido en territorio peruano. El proyecto empleado es una edificación de 3 pisos.



Figura N°4.01: Ubicación del proyecto en el distrito de Lurigancho-Chosica

Fuente: Google Maps

La edificación se encuentra localizadas en el Lote 21, Av. Cajamarquilla en el centro poblado menor de Cajamarquilla en el distrito de Lurigancho - Chosica, la estructuración propuesta para el diseño estructural se grafica en la figura N°4.02, en la cual se indica la placa a analizar para esta tesis con denominación P-7, los planos en escala oficial se encuentran en el Anexo N°5. Esta estructura fue realizada en el año 2013 en el cual regía la norma sismoresistente del año 2006 para la cual fue diseñada, para mantener lo más actualizado posible la información de esta tesis se considerará evaluar el análisis bajo la norma sismoresistente vigente (E.030-2016-2018).

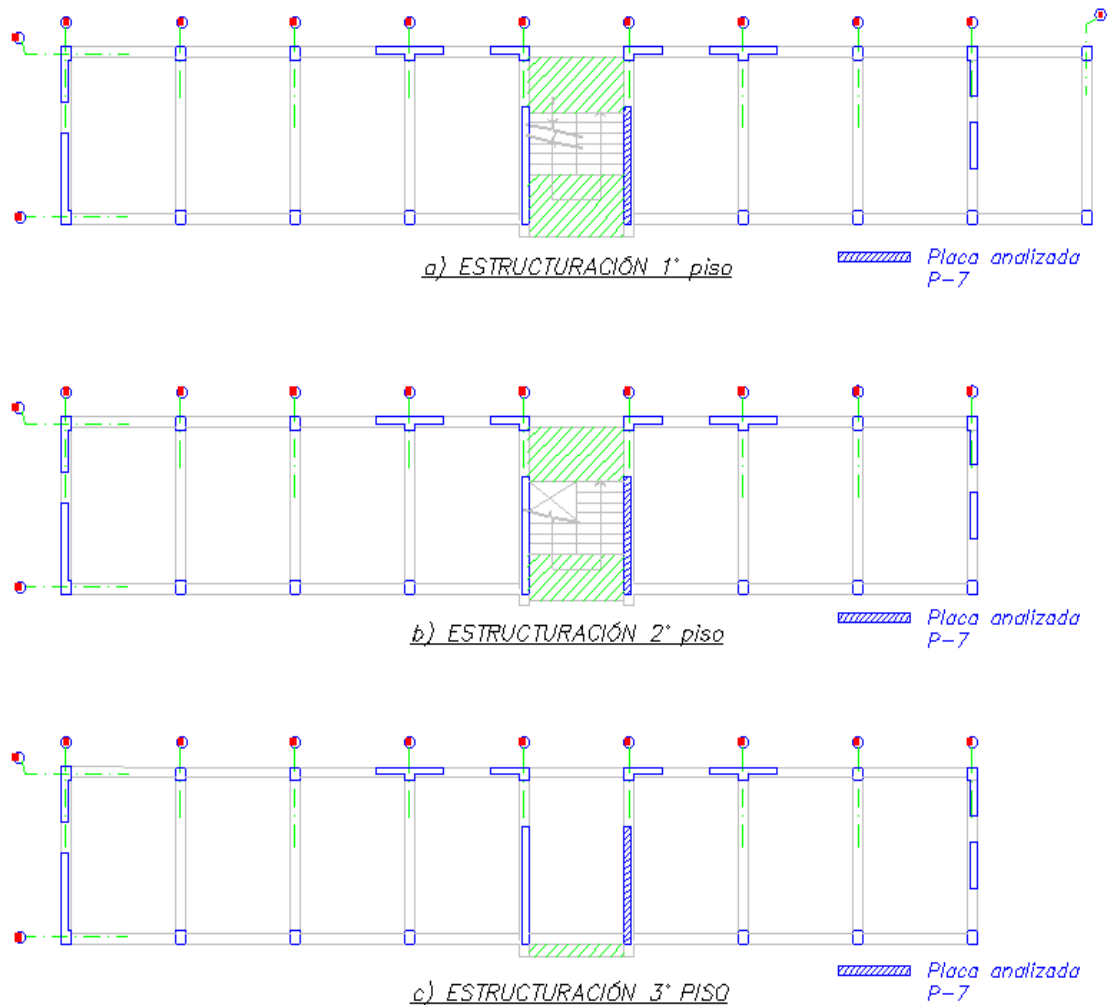


Figura N°4.02: Estructuración de edificación analizada
Fuente: Elaboración propia

4.2. Análisis Sísmico

El modelo global de la estructura involucra la relación que tenga la placa con los demás elementos existentes (vigas, columnas, losas) y el principal efecto que causen estas sobre la placa, las cargas predominantes en el análisis global son producidas por cargas de gravedad y las acciones sísmicas, para estimar la acción sísmica se hará uso de la norma E.030-2016-2018 la cual define la carga estática según parámetros de la estructura.

4.2.1. Espectro de diseño

Zonificación de la estructura (Z)

La ubicación de la estructura es el distrito de Lurigancho – Chosica, el cual según la norma vigente E.030-2016-2018 se encuentra en la zona de más alta sismicidad del territorio peruano según la figura N°4.03.



Figura N°4.03: Zonificación sísmica del territorio peruano
Fuente: NTP E.030-2016-2018

Por lo cual adoptamos un valor de $Z = 0.45$ para el análisis del modelo.



Factor de Uso (U)

En el Perú como en muchos países se clasifica la importancia de la estructura por el uso que ésta tendrá, desde estructuras esenciales como hospitales, aeropuertos; importantes como teatros, cines; comunes como viviendas y oficinas; hasta temporales. Para el caso de un proyecto destinado a uso de oficinas como es el caso de este capítulo estamos hablando de una edificación de uso común (Categoría C según tabla N° 5 de la E.030-2016-2018) con un factor de uso de valor $U = 1$.

Factor de Suelo (S)

En el caso del proyecto estudiado (ubicado en el Lote 21, Av. Cajamarquilla del distrito de Lurigancho-Chosica) el estudio de mecánica de suelos, indica que la zona presenta superficialmente una tierra de cultivo arcillo arenosa ligeramente plástica, húmeda de consistencia firme hasta una profundidad de 0.20m mientras que de 0.20m hasta los 3.30m estudiados existe arena pobremente graduada de partículas gruesas a medianas de color marrón claro y de compacidad mediana a densa, para estudios más precisos se obtuvo una capacidad portante de 1.5 kg/cm^2 , lo cual está clasificado en la norma como suelos intermedios (clasificados como S2) y por encontrarse en la zona 4 del ítem 5.2.1 adoptamos un valor de S igual a 1.05. El perfil estratigráfico obtenido del estudio de mecánica de suelos es mostrado en tabla 4.1, como estudio general de la zona se muestra la zonificación obtenida del Instituto Geofísico del Perú en la figura N°4.04. Los detalles de los análisis y estudios realizados en la zona se detallan el estudio de mecánica de suelos descrito a detalle en el Anexo N°03.

Tabla 4.1: Estratigrafía del suelo del proyecto

Profundidad (m)	Símbolo	SUCS: Descripción
- - - 0.20		TC: Tierra de cultivo arcillo arenosa, ligeramente plástica y de consistencia firme.
- 3.30		SP: Arena pobremente graduada de partículas gruesas a medianas, no plástica, húmeda, color marrón claro y de compacidad mediana a densa. Presencia de gravillas y un buen porcentaje de gravas sub-angulosas, además de bloques aislados de hasta 40".

Fuente: Elaboración propia

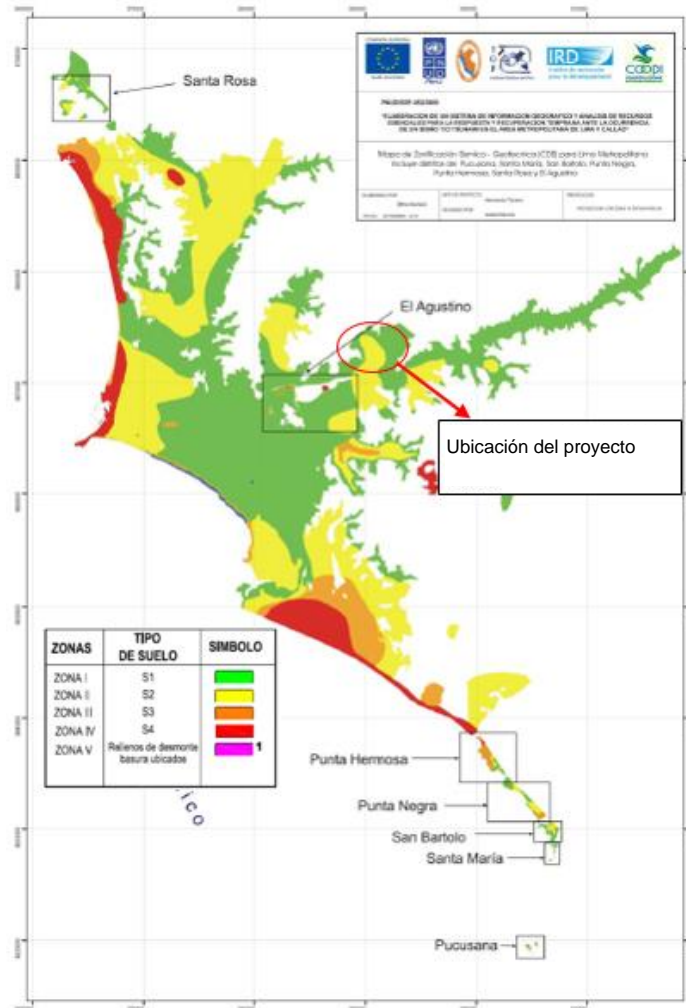


Figura N°4.04: a) Zonificación de suelos de los distritos de Lima
Fuente: Instituto Geofísico del Perú

Factor de Reducción (R)

El parámetro R depende del sistema estructural y el material predominante en dicho sistema, estos valores se toman de la tabla N° 7 de la norma E.030-2016-2018. En el caso del proyecto analizado se tienen dos sistemas estructurales distintos en cada eje principal, en el eje “X” se tiene un sistema dual con $R = 7$, mientras que en el eje “Y” el sistema predominante es el de muros estructurales con factor de reducción $R = 6$, sin embargo es posible que este no sea un valor adecuado para el análisis de placas híbridas ya que el factor de reducción es función directa de la ductilidad del sistema, y el propósito de estas placas es aumentar dicha característica lo que implicaría incrementar el valor de R, y reducir las fuerzas sísmicas, pero se puede considerar como valor conservador el valor usado en placas convencionales. Además, como una consideración de las irregularidades presentadas reduciremos este valor a su 75%, valor calculado en

el Anexo N°4 por *irregularidad de rigidez – piso blando* según la tabla N° 8 de la E.030-2016-2018 y 85% por irregularidad en planta de *discontinuidad de diafragma*, calculado de igual forma en el Anexo N°4, con el cual tenemos:

$$R_x = 0.75 * 0.85 (7) = 4.46250$$

$$R_y = 0.75 * 0.85 (6) = 3.8250$$

Factor de Amplificación Sísmica (C)

Este factor es dependiente del periodo de la estructura con relación al periodo del suelo, y su variación según el ítem 2.5 de la E.030-2016-2018 produce la gráfica del espectro sísmico para la estructura estudiada, el espectro de diseño se muestra en la figura N°4.05.

El valor de C puede tomar los siguientes valores:

$$C = 2.5 \quad \text{si} \quad T < T_p$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad \text{si} \quad T_p < T < T_L$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right) \quad \text{si} \quad T_L < T$$

Resumen de parámetros sísmicos para realización del espectro:

$$I_a = 0.75 \quad \text{Irregularidad en altura}$$

$$I_p = 0.85 \quad \text{Irregularidad en planta}$$

Tabla 4.2: Parámetros sísmicos según E-30-2016-2018

Parámetro	Valor
Z	0.45
U	1
S	1.05
$R_x = R_x * I_a * I_p$	$7 * 0.75 * 0.85 = 4.4625$
$R_y = R_x * I_a * I_p$	$6 * 0.75 * 0.85 = 3.8250$

Fuente: Elaboración propia

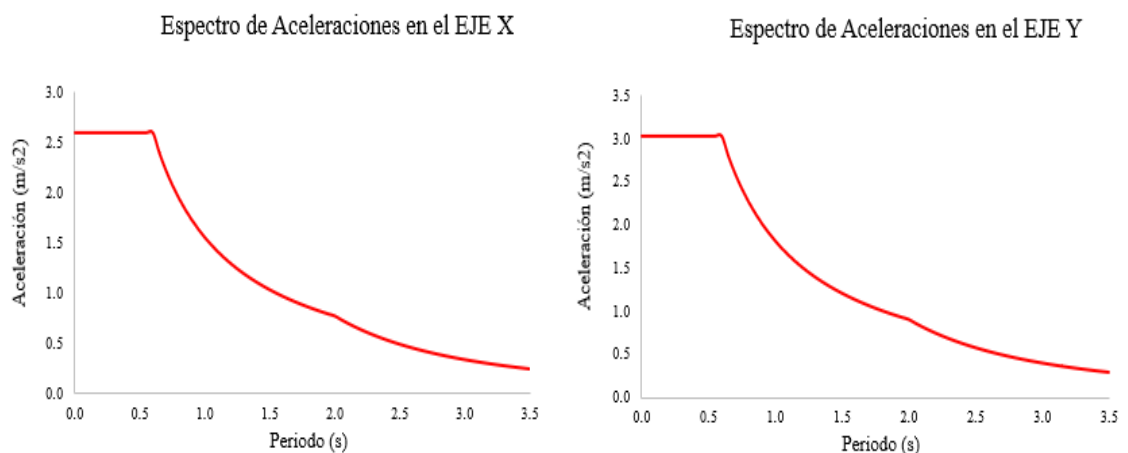


Figura N°4.05: Espectro de diseño
Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Cortante Dinámica

Haciendo uso del modelo global de la estructura en el software ETABS, visible en la figura N°4.06, la cortante dinámica (ver tabla 4.3) es obtenida del análisis global de la estructura, pero esta cortante según el ítem 4.6.4 de la E.030-2016-2018 no debe ser menor al 90% de la cortante estática, para lo cual en caso de no satisfacer este requerimiento mínimo se deberá escalar la cortante dinámica para alcanzar este dicho requisito, para lo cual se calcula el valor de la cortante estática en el ítem 4.2.3.

Tabla 4.3: Cortante Dinámica

CORTANTE DINÁMICO

Obtenidos del análisis en ETABS

VDx	97.14	tonf
VDy	92.26	tonf

Fuente: Elaboración propia

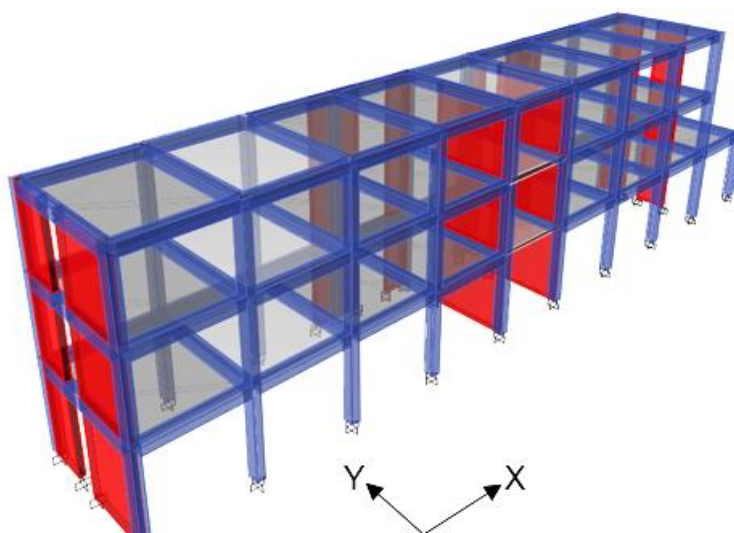


Figura N°4.06: Modelo tridimensional en ETABS

Fuente: Elaboración propia

4.2.3. Cortante Estática

El cálculo del valor de la cortante estática se encuentra descrito en el ítem 4.5 de la norma E.030-2016-2018, y hace uso de los parámetros descritos para la cortante dinámica, estos valores se muestran en la tabla 4.2.

Adicionalmente a estos valores necesitamos conocer un valor de C (coeficiente de amplificación) constante, el cual será relacionado al valor del periodo fundamental del primer y segundo periodo de la estructura, correspondientes al

comportamiento predominante en los ejes “X” e “Y” como es esperado, en la tabla 4.4 se muestra los valores de los 10 primeros modos y periodos de la estructura.

Tabla 4.4: Periodos naturales de la estructura (T)

Caso	Modo	Periodo seg	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0.199	0.99	0.00	0.00	0.01
Modal	2	0.138	0.01	0.78	0.00	0.22
Modal	3	0.102	0.00	0.22	0.00	0.78
Modal	4	0.053	0.99	0.00	0.00	0.01
Modal	5	0.040	0.00	0.00	1.00	0.00
Modal	6	0.040	0.00	0.13	0.81	0.06
Modal	7	0.039	0.00	0.07	0.92	0.01
Modal	8	0.039	0.04	0.14	0.67	0.16
Modal	9	0.038	0.01	0.67	0.01	0.31
Modal	10	0.038	0.01	0.66	0	0.33

Fuente: Elaboración propia

De esta forma tenemos $C_X = 2.5$ y $C_Y = 2.5$ para los ejes X e Y, respectivamente.

Peso de la estructura (P)

La cortante basal aplicada a las estructuras se mide como un porcentaje del peso considerado para la edificación, este peso es la suma de las cargas muertas (permanentes) y un porcentaje de las cargas vivas (sobrecarga), dicho porcentaje dependerá del tipo de estructura según el ítem 4.2.1, en el presente caso será el 25% de la carga viva. El peso puede ser obtenido del modelo tridimensional de un programa de análisis (ETABS).

De los resultados obtenidos tenemos las siguientes cargas para:

Cargas Muertas (DEAD) = 441.79 tonf

Cargas Vivas (LIVE) = 116.40 tonf

Peso de la estructura (P) = DEAD + 25%LIVE = 470.89 tonf

Según la norma E.030-2016-2018 se define la cortante estática como:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

El cálculo de la cortante estática se muestra en la Tabla 4.5 con ayuda de los parámetros mostrados en la tabla 4.2.

Tabla 4.5: Cortante Estático

CORTANTE EN LA BASE DIR X			CORTANTE EN LA BASE DIR Y		
V	125.82	Ton	V	146.79	Ton
ZUCS/R	0.265		ZUCS/R	0.309	

Fuente: Elaboración propia

4.2.4. Cortante Basal de diseño

Como se mencionó en el ítem 4.2.2 si la cortante dinámica no alcanza el 90% de la cortante estática, como es el caso, se debe realizar un escalamiento para obtener el valor de la cortante de diseño.

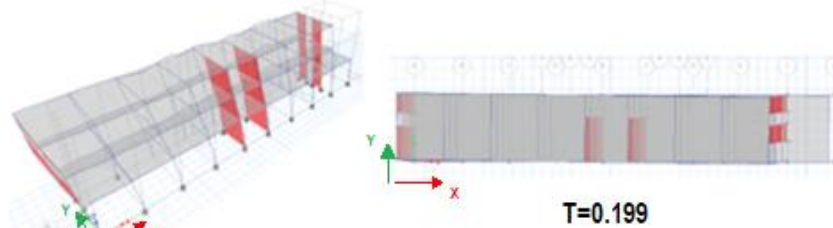
Tabla 4.6: Escalamiento de Carga Sísmica

CORTANTES	DIRECCIÓN	
	X-X	Y-Y
ESTÁTICO (tonf)	125.82	146.79
DINÁMICO (tonf)	97.14	92.26
Factor de escala	1.166	1.432

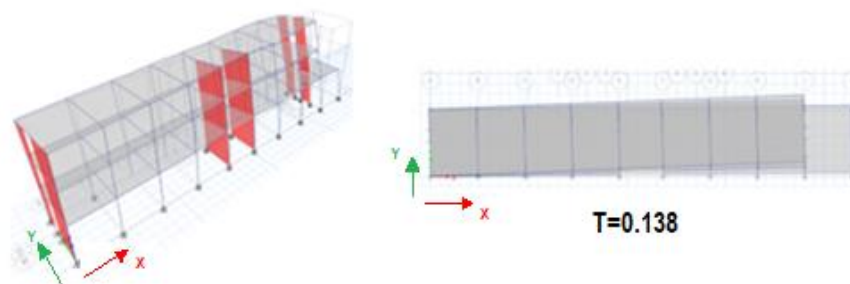
Fuente: Elaboración propia

En la figura N°4.07 se muestra los principales periodos de oscilación de la estructura.

a) Mayor participación del eje longitudinal "X"



b) Mayor participación del eje transversal "Y"



c) Mayor participación torsional

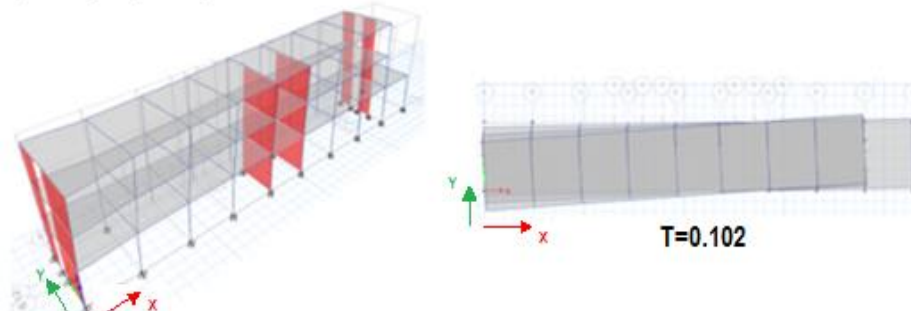


Figura N°4.07: Modos de oscilación: a) primer modo, b) segundo modo, c) tercer modo
Fuente: Elaboración propia

4.3. Comportamiento Placa Convencional

Las placas convencionales, vaciadas in situ, son muy usadas en el territorio peruano, debido a su buena resistencia sísmica y la rigidez que le aporta a la estructura. En este ítem se estudiará el comportamiento de la placa P-7 indicada en la figura N°4.02, con una estructuración planteada para luego compararla con una placa híbrida diseñada bajo las mismas condiciones de demanda, la placa P-7 tiene 20cm de espesor con una longitud de 3.40m en la dirección de mayor sismo y una altura de 8.75m desde la base al tope del techo, con esta geometría y la fuerza sísmica calculada en 4.2.4, las fuerzas de diseño para la placa P-7 se muestran en la tabla 4.7 estas fuerzas resultan ser las más críticas observadas del cuadro de resultados de las distintas combinaciones para la placa mostrada en la tabla 4.8, si bien es cierto que existe mayor carga axial en la combinación 1.25D+1.25±Sxy, la mayor carga axial mejora su comportamiento y no sufre ante este tipo de carga, por el contrario su peor comportamiento se da con la menor carga axial, pues su gráficas $Mr-\phi$ muestran esto, por lo tanto se toma la combinación 0.9D+Sy como la combinación crítica.

Tabla 4.7: Fuerzas de diseño

FUERZAS DE DISEÑO	
P	34.95 tonf
V	42.95 tonf
M	166.62 tonf-m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.8: Combinaciones de carga para placa P-7

Piso	Pier (Placa)	Caso - Combinación	P	V2	V3	T	M22	M33
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Piso1	P7	D	-38.844	-0.655	0.027	-0.033	0.029	0.057
Piso1	P7	1.4D+1.7L	-71.010	-1.453	0.043	-0.054	0.047	0.319
Piso1	P7	D+L	-48.625	-0.970	0.030	-0.037	0.033	0.197
Piso1	P7	0.9D+SX	-34.959	5.693	0.549	0.183	1.637	19.034
Piso1	P7	0.9D+SY	-34.959	42.953	0.041	0.088	0.104	166.629
Piso1	P7	0.9D-SX	-34.959	-5.693	-0.549	-0.183	-1.637	-19.034
Piso1	P7	0.9D-SY	-34.959	-42.953	-0.041	-0.088	-0.104	-166.629
Piso1	P7	1.25D+1.25L+SX	-60.782	5.693	0.549	0.183	1.637	19.034
Piso1	P7	1.25D+1.25L+SY	-60.782	42.953	0.041	0.088	0.104	166.629
Piso1	P7	1.25D+1.25L-SX	-60.782	-5.693	-0.549	-0.183	-1.637	-19.034
Piso1	P7	1.25D+1.25L-SY	-60.782	-42.953	-0.041	-0.088	-0.104	-166.629

Fuente: Elaboración propia

4.3.1. Diseño de placa convencional

El diseño de la placa convencional es realizado idealizando su comportamiento con el de una viga en voladizo empotrado en un extremo y aplicando las fuerzas resultantes del análisis. En este caso la principal fuerza actuante es la fuerza por flexión para la cual se diseñó y se propuso la sección mostrada más adelante en la figura N°4.09 el cálculo detallado de esta distribución de la estructura está descrita en este ítem, según el esquema mostrado en la figura N°4.08, en el que se considera la distribución de los aceros concentrados en una sola ubicación para simplificación del cálculo, además que se encuentra en equilibrio con las fuerzas del otro extremo de la placa y las fuerzas externas, estas fuerzas son las máximas provocadas y se obtienen en la base de la placa.

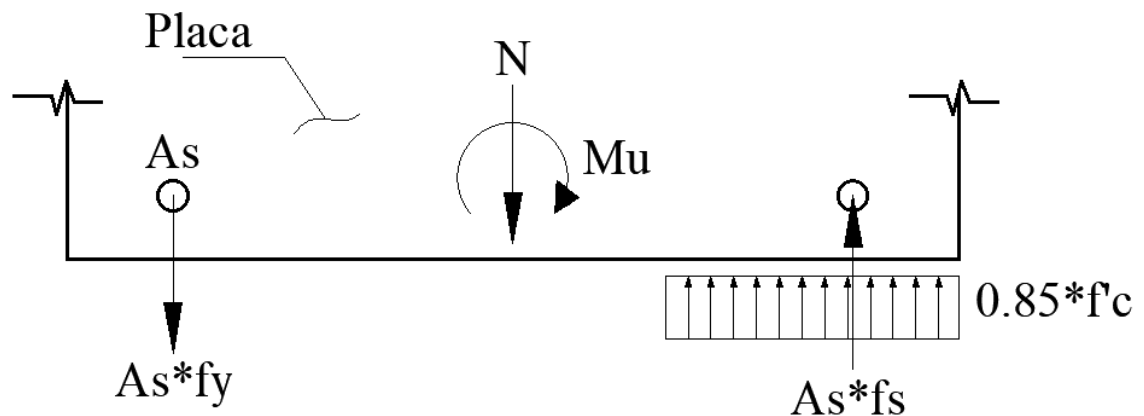


Figura N°4.08: Diagrama de diseño de placa convencional
Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE PLACA CONVENCIONAL

DATOS DE LA PLACA:

Altura de la placa $H_w := 8.75\text{m}$

Longitud de la placa $L_w := 3.4\text{m}$

Espesor de la placa $t_w := 0.20\text{m}$

Coefficiente de reducción $R_{xx} := 6 \cdot 75 \cdot 85 = 3.825$

Recubrimiento $r := 0.98\text{in} = 2.489 \cdot \text{cm}$

$$\frac{H_w}{L_w} = 2.574$$

DATOS DE LOS MATERIALES:

CONCRETO:

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 3593.83 \cdot \text{ksi}$$

$$\nu_c := 0.20$$

$$G_c := \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu_c)} = 1.053 \times 10^5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

ACERO CORRUGADO:

$$f_{sy} := 60 \text{ksi}$$

$$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_{su} := 0.12$$

$$\alpha_s := 2$$

FUERZAS DE DISEÑO (E 030):

Fuerzas en la base (panel-cimentación):

Fuerza Axial $N_{wd} := 34.959 \text{ tonf}$

Fuerza Cortante $V_{wd} := 42.95 \text{ tonf}$

Momento $M_{wd} := 166.62 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

CÁLCULO DE AREA DE ACERO CORRUGADO

$$\phi := 0.9$$

$$A_s := \frac{M_{wd}}{\phi \cdot f_{sy} \cdot 0.9 \cdot L_w} = 13.011 \cdot \text{cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_{sy}}{0.85 \cdot f'_c \cdot t_w} = 11.531 \cdot \text{cm}$$

$$A_{s_{req}} := \frac{M_{wd}}{\phi \cdot f_{sy} \cdot \left(0.9L_w - \frac{a}{2}\right)} = 13.261 \cdot \text{cm}^2$$

DISEÑO:

$$A_s := 15.83 \text{cm}^2 \quad \Leftrightarrow 8 \phi 5/8''$$

El diseño resultante de 8 barras de 5/8" es ubicado en ambos extremos de la placa convencional, conformando los núcleos en los pies de la placa.

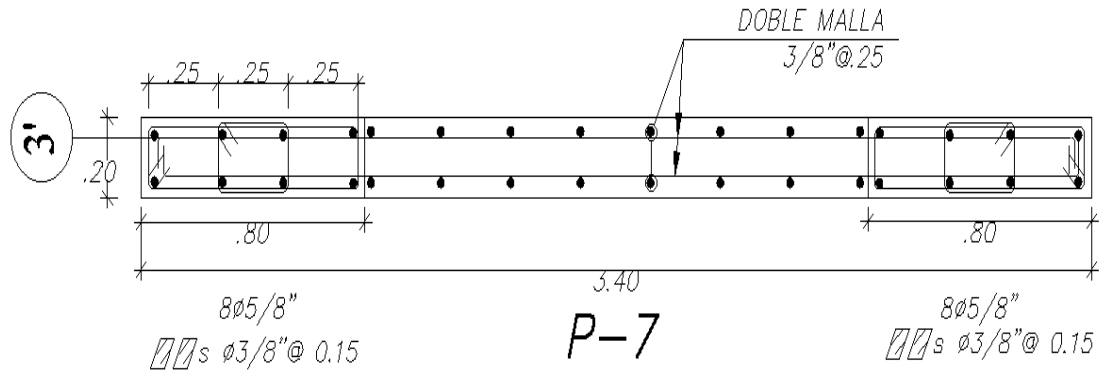
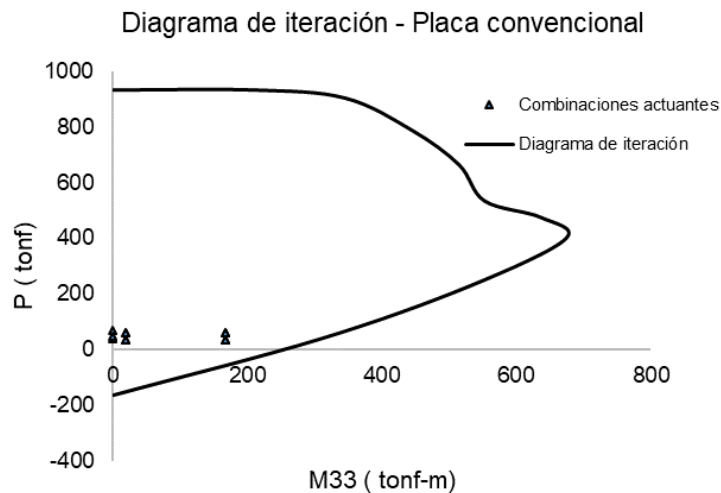


Figura N°4.09: Sección de placa convencional P-7.
Fuente: Elaboración propia

Como se mencionó anteriormente en la figura N°4.10 se muestra la ubicación de las cargas debido a combinaciones dentro del diagrama de interacción de la placa diseñada y se puede observar que dichas cargas se encuentran dentro del diagrama lo que indica un correcto diseño que soportará dichas fuerzas.

Figura N°4.10: Diagrama de interacción de placa convencional



Fuente: Elaboración propia

El análisis sísmico y su diseño involucrado son la base de la estructuración de la placa convencional, sin embargo, el comportamiento de la estructura frente a las diversas fuerzas actuantes puede estudiarse mediante relaciones como la carga lateral versus la distorsión generada ($P-\Delta$) o el momento resistente con la curvatura ($M-\phi$). En el caso de la gráfica $P-\Delta$, se realizará considerando una carga externa en el extremo superior de la placa, es decir a una altura de 8.75m.

El diagrama $M_r-\phi$ para estructuras verticales sometidas a carga axial es dependiente de dicha fuerza, en el Capítulo III el análisis presentado para la validación del modelo consistía en una placa híbrida sometida a carga axial constante. En el caso de edificaciones el estudio de esta gráfica es de más cuidado al tener cambios de carga axial debido a las cargas de gravedad y su distribución en la altura de la estructura, es cierto que las cargas verticales son variables en cada ubicación de la altura pues el peso de la estructura es considerada en las cargas verticales sin embargo para simplificación de los cálculos el análisis se realizará con una carga axial constante para cada piso, que será tomada en la base de cada piso, así mismo se considerará el 90% de esta carga debido a que la fuerza axial ayuda a tener una mejor relación $M_r-\phi$ y por lo tanto la situación más crítica se debe dar con la mejor fuerza axial aplicada esto resulta en la combinación de la NTP E-060 de $0.9D+E$, donde D es la carga muerta en la estructura y E la carga producida por el sismo, con estas consideraciones el diagrama $M_r-\phi$ para la placa convencional estudiada se muestra en la figura N°4.11, el comportamiento de las cargas verticales por piso cambia notablemente la respuesta de la sección, por ello es importante el uso de estas gráficas, el cálculo de las distorsiones se describen en el Anexo N°1 y se muestra en la figura N°4.12, en la misma figura se muestra una comparación con valores calculados con una idealización lineal elástica de la estructura.

En la figura N°4.11 también se puede observar el momento de diseño obtenido del modelo estructural en ETABS y usado para definir la sección de la placa convencional, este momento se encuentra aproximadamente en el 50% del momento máximo que puede la sección definida en los tres niveles de la edificación, debido a esta sobre resistencia se puede comprender el uso muy común de este tipo de diseño por resistencia última y el cual tiene aplicación en otros elementos estructurales.

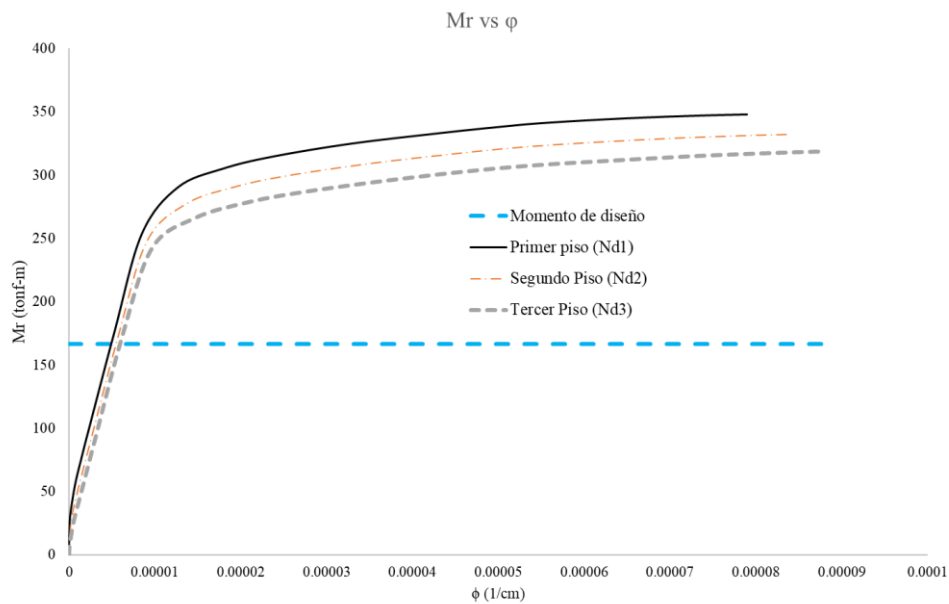


Figura N°4.11: Gráfica M- ϕ de placa convencional
Fuente: Elaboración propia

En atención al gráfico de la figura N°4.11, se puede observar que para la misma sección, es decir la mostrada en la figura N°4.09, la capacidad de alcanzar una mayor curvatura última o lo mismo que decir una mayor ductilidad es ligeramente mejor en la curva descrita para el primer piso donde la carga axial en la placa es mayor, sin embargo el momento resistente máximo también es menor, mientras que en la gráfica para el tercer piso se puede observar un momento resistente máximo mayor aunque con menores valores de curvatura.

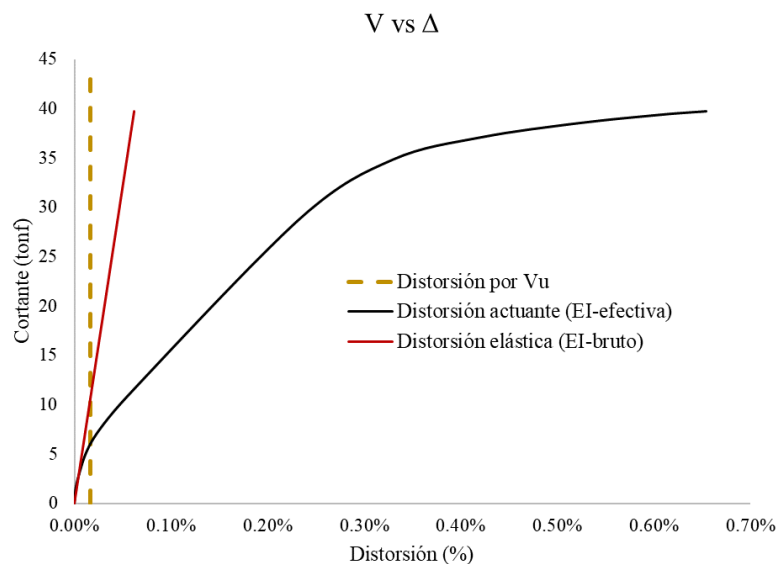


Figura N°4.12: Gráfica P- Δ , carga lateral vs distorsión para placa convencional
Fuente: Elaboración propia

Con respecto a la figura N°4.12 puede observarse igualmente una distorsión calculada mediante el uso de la inercia efectiva (relación $M_r-\phi$) comparado con distorsiones que se obtendrían si usáramos valores de inercia bruta, es decir sin considerar la no linealidad de los materiales, lo cual sucede hasta aproximadamente un valor de 0.01%, para valores mayores se puede observar una gran diferencia, incluso de más del doble para valores mayores de carga lateral de 10.83tonf donde se tiene un valor de 0.017% de distorsión calculado como sistema lineal-elástico y un valor de 0.055% para el caso no lineal, esto quiero decir que existe una pérdida de la inercia mayor al 50% de su valor total, en lo que se refiere a la distorsión provocada por las fuerzas de diseño, la cortante basal del muro que provoca el desplazamiento de este estado es de 42.95tonf que relacionada a un momento de 166.62tonf-m se interpretar como ubicada a una altura de 387.93cm desde la base, esta carga provoca un desplazamiento en la parte superior de la estructura de 0.146cm que se puede observar en la figura N°4.12 como una distorsión de 0.0166% que como lo observado en el comportamiento de su momento último este estado y distorsión se encuentran en el límite del rango lineal elástico por lo que se considera un diseño apropiado.

4.4. Comportamiento Placa Híbrida

El diseño de la placa híbrida de esta tesis está basado en los supuestos y aportes de Brian Smith y Yahya Kurama (2012), considerando las mismas fuerzas de diseño aplicadas a la placa convencional, donde la carga axial es de 34.95tonf, 42.95tonf por corte y 166.62tonf-m por flexión, los cálculos de su diseño se muestran en el ítem 4.4.1. En este caso se usará la idealización de materiales mostradas en la figura N°4.13, del diseño mostrado más adelante se deduce el uso de un área de 10.13cm² (2 barras de 1"), mientras que para el acero postensado se idealizó una bi-linealidad con un esfuerzo último (f_{pu}) de 18900kgf/cm² tensando el área de 4 torones de 0.5" a un esfuerzo igual a $0.55f_{pu}$, los 4 torones fueron ubicados simétricamente respecto al eje de la placa, 2 torones a 20cm a la derecha y los otros 2 a 20cm a la izquierda de dicho eje. En el caso del concreto la resistencia de diseño de este material es de 280kgf/cm² a una deformación unitaria de 0.002, pero su deformación última en el análisis es de 0.003 y es este el límite del análisis de la placa.

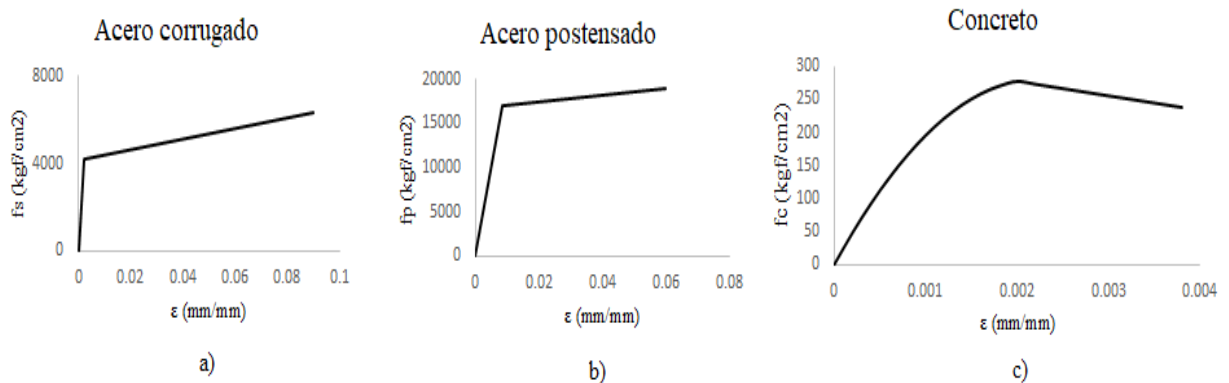


Figura N°4.13: Modelo de materiales en placa híbrida
Fuente: Elaboración propia

4.4.1. Diseño de placa híbrida

Como se describió en el capítulo III, el mayor aporte de Brian Smith y Yahya Kurama (2012) fue la simplificación de diseño de las placas híbridas, ya que sus consideraciones expuestas en el capítulo anterior brindan un adecuado diseño por resistencia, el diseño presentado a continuación es analizado en el Anexo N°02.

DISEÑO DE PLACA HÍBRIDA

DATOS DE LA PLACA:

Altura de la placa $H_w := 8.75\text{m}$

Longitud de la placa $L_w := 3.4\text{m}$

Espesor de la placa $t_w := 0.20\text{m}$

Coefficiente de amplificación $R := 6 \cdot 0.75 \cdot 0.85 = 3.82$

Recubrimiento $r := 0.98\text{in} = 2.49\text{cm}$ $\frac{H_w}{L_w} = 2.57$

DATOS DE LOS MATERIALES:

CONCRETO:

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 3593.83 \cdot \text{ksi}$$

$$\nu_c := 0.20$$

$$G_c := \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu_c)} = 105279.72 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 270 \text{ ksi}$$

$$f_{py} := 235 \text{ ksi}$$

$$f_{pi} := 0.55 f_{pu}$$

$$E_p := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

ACERO CORRUGADO:

$$f_{sy} := 60 \text{ ksi}$$

$$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_{su} := 0.12$$

$$\alpha_s := 2$$

FUERZAS DE DISEÑO (E 030-2016-2018):

Fuerzas en la base (panel-cimentación):

Fuerza Axial $N_{wd} := 34.95 \text{ tonf}$

Fuerza Cortante $V_{wd} := 42.95 \text{ tonf}$

Momento $M_{wd} := 166.62 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

DERIVAS SÍSMICAS DEMANDADAS:

$$I_{\text{gross}} := \frac{t_w \cdot L_w^3}{12} = 0.66 \text{ m}^4$$

Momento de inercia efectivo $I_e := 0.5 I_{\text{gross}} = 0.33 \text{ m}^4$

$$h := \frac{M_{wd}}{V_{wd}} = 3.88 \cdot \text{m}$$

Deflexion por flexión $\delta_{w,\text{flex}} := \frac{V_{wd} \cdot h^2 \cdot (3H_w - h)}{6E_c \cdot I_e} = 0.264 \cdot \text{cm}$

$$A_{\text{gross}} := t_w \cdot L_w = 0.68 \text{ m}^2$$

$$A_{sh} := 0.8 \cdot A_{gross}$$

$$\gamma := \frac{V_{wd}}{G_c \cdot A_{sh}} = 0.000068$$

Deflexión por corte

$$\delta_{w.sh} := \gamma \cdot H_w = 0.06 \cdot cr$$

Deformación total

$$\delta_{w.flex} + \delta_{w.sh} = 0.32 \cdot cr$$

Deriva total lineal-elastica

$$\Delta_{we} := \frac{\delta_{w.flex} + \delta_{w.sh}}{H_w} = 0.00037$$

Deriva de diseño

$$\Delta_{wd} := R \cdot \Delta_{we} = 0.00142$$

Deriva máxima

$$\Delta_{wm} := 0.95 \left[\left(\frac{H_w}{L_w} \right) \cdot 0.008 + 0.005 \right] = 0.0243$$

$$M1 := \begin{cases} \text{"no cumple"} & \text{if } 0.009 > \Delta_{wm} \\ \text{"Cumple deriva"} & \text{if } 0.009 \leq \Delta_{wm} \leq 0.03 \\ \text{"no cumple"} & \text{if } 0.03 < \Delta_{wm} \end{cases}$$

$$\overline{M1} = \text{"Cumple deriva"}$$

CÁLCULO DE AREAS DE ACERO POSTENSADO Y ACERO CORRUGADO

$$\beta_1 := 0.85 - \left(\frac{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf} - 280}{70} \right) \cdot 0.05 = 0.85 \quad \phi_f := 0.9$$

$$g_w := 10 \frac{m}{s^2}$$

Fuerza del concreto en diseño

$$C_d = 0.85 \cdot f'_c \cdot t_w \cdot \beta_1 \cdot c_d$$

Momento de diseño

$$\frac{M_{wd}}{\phi_f} = C_d \cdot (0.5L_w - 0.5\beta_1 \cdot c_d)$$

$$f'_{c_w} := f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kN}} = 2.75 \quad t_w := \frac{t_w}{\text{cm}} = 20 \quad L_w := \frac{L_w}{\text{cm}} = 340 \quad M_{wd} := \frac{M_{wd}}{\text{kN} \cdot \text{cm}} = 148232.54$$

$$C_d := \frac{\left[0.85 \phi_f \cdot f'_c \cdot t_w \cdot L_w - \sqrt{(0.85 \phi_f \cdot f'_c \cdot t_w \cdot L_w)^2 - 4 \phi_f \cdot 1.7 \cdot f'_c \cdot t_w \cdot M_{wd}} \right] \text{kN}}{2 \cdot \phi_f} = 1036.54 \cdot \text{kN}$$

$$f'_{c_w} := f'_c \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad t_w := t_w \cdot \text{cm} \quad L_w := L_w \cdot \text{cm} \quad M_{wd} := M_{wd} \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$c_d := \frac{2}{\beta_1} \cdot \left(0.5 L_w - \frac{M_{wd}}{\phi_f \cdot C_d} \right) = 0.26 \cdot \text{m} \quad \boxed{c_d = 0.26 \text{ m}}$$

$$\boxed{C_d = 1036.54 \cdot \text{kN}}$$

DISEÑO DE UBICACIÓN Y LONGITUD NO ADHERIDA DEL ACERO POSTENSADO Y ACERO CORRUGADO

$$\boxed{e_p := 200 \text{ mm}}$$

$$\boxed{l_{pu} := H_w + 1 \text{ m} = 9.75 \text{ m}}$$

$$\boxed{e_s := 400 \text{ mm}}$$

$$\boxed{l_{sw} := 0.06 \cdot H_w = 0.53 \text{ m}}$$

$$\boxed{l_{sw} := 1000 \text{ mm}}$$

Deformaciones de los aceros postensados:

Lado en tensión $\delta_{pd1} := \Delta_{wd} \cdot (0.5 L_w - c_d + e_p) = 2.32 \cdot \text{mmr}$

Lado en compresión $\delta_{pd2} := \Delta_{wd} \cdot (0.5 L_w - c_d - e_p) = 1.75 \cdot \text{mmr}$

Esfuerzo para δ_{pd1} $f_{pd1} := f_{pi} + E_p \cdot \frac{\delta_{pd1}}{l_{pu}} = 155.27 \cdot \text{ksi}$

Esfuerzo para δ_{pd2} $f_{pd2} := f_{pi} + E_p \cdot \frac{\delta_{pd2}}{l_{pu}} = 153.61 \cdot \text{ksi}$

Esfuerzo promedio del acero postensado $f_{pd.avg} := \frac{f_{pd1} + f_{pd2}}{2} = 154.44 \cdot \text{ksi}$

Deformaciones en los aceros corrugados:

Lado en compresión $\delta_{sd1} := \Delta_{wd} \cdot (0.5 \cdot L_w - c_d - e_s) = 1.47 \cdot \text{mrr}$

Lado en tensión $\delta_{sd2} := \Delta_{wd} \cdot (0.5 \cdot L_w - c_d + e_s) = 2.6 \cdot \text{mrr}$

Deformación unitaria para δ_{sd1} $\varepsilon_{sd1} := \frac{\delta_{sd1}}{l_{sw}} = 0.0015$

Deformación unitaria para δ_{sd2} $\varepsilon_{sd2} := \frac{\delta_{sd2}}{l_{sw}} = 0.0026$

Esfuerzo según gráfica

Esfuerzo para δ_{sd1} $f_{sd1} := 0 \text{ksi}$

Esfuerzo para δ_{sd2} $f_{sd2} := 120 \text{ksi}$

Esfuerzo promedio del acero corrugado $f_{sd.avg} := \frac{f_{sd1} + f_{sd2}}{2} = 60 \cdot \text{ksi}$

Factor de la cantidad de energía disipada $k_d := 0.5$

Usando las ecuaciones:

$$C_d = A_s \cdot f_{sd.avg} + A_p \cdot f_{pd.avg} + N_{wd}$$

$$k_d = \frac{A_s \cdot f_{sd.avg}}{A_p \cdot f_{pd.avg} + N_{wd}}$$

$$A_p := \frac{C_d - N_{wd} \cdot (1 + k_d)}{f_{pd.avg} \cdot (k_d + 1)} = 3.57 \cdot \text{cm}^2 \quad A_s := \frac{k_d \cdot (A_p \cdot f_{pd.avg} + N_{wd})}{f_{sd.avg}} = 8.35 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_p := 0.5 \text{in}$$

$$\phi_s := 1 \text{in} \quad d_s := \phi_s = 25.4 \cdot \text{mrr}$$

$$A_{1\text{toron}} := 0.987 \text{cm}^2$$

DISEÑO:

$$A_p := 3.948 \text{cm}^2$$

< > 4 torones de 0.5"

$$e_p = 200 \cdot \text{mrr}$$

$$A_s := 10.134 \text{cm}^2$$

< > 2 barras de 1"

$$e_s = 400 \cdot \text{mrr}$$

El esquema de la placa P-7 estudiada se puede observar en la figura N°4.15, en la altura de la placa híbrida descrita puede diferenciarse 4 secciones con comportamientos distintos debido a su distribución y carga axial actuante, las 2 distribuciones de acero se muestran en la figura N°4.14, sin embargo la figura N°4.14b está sujeta a 3 distintas cargas axiales en los niveles de los 3 pisos del edificio analizado (Nd1, Nd2 y Nd3 para el primer, segundo y tercer piso, respectivamente), mientras que la sección de la figura N°4.14a solo se encuentra en el primer piso y por ello está sujeta sólo a la carga de gravedad en este nivel. El diseño de la cimentación no se encuentra contemplado en el desarrollo de esta tesis pero se considera como un elemento muy rígido que no permite deslizamientos verticales que provoquen cálculos distintos a los teóricos, además se predimensiona una altura de 1m que es considerada en la longitud no adherida del acero postensado para calcular su deformación unitaria, los esquemas de la figura N°4.14 y la figura N°4.15 se muestran en escala de diseño en el Anexo N°5.

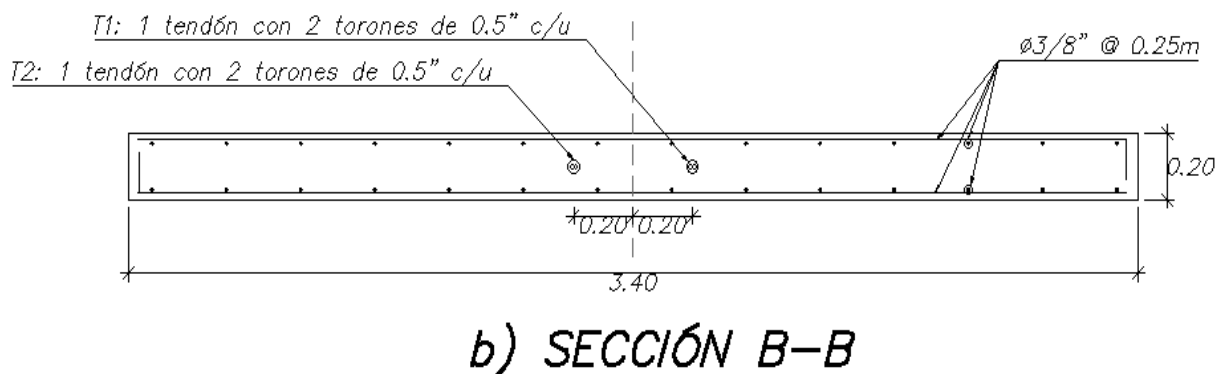
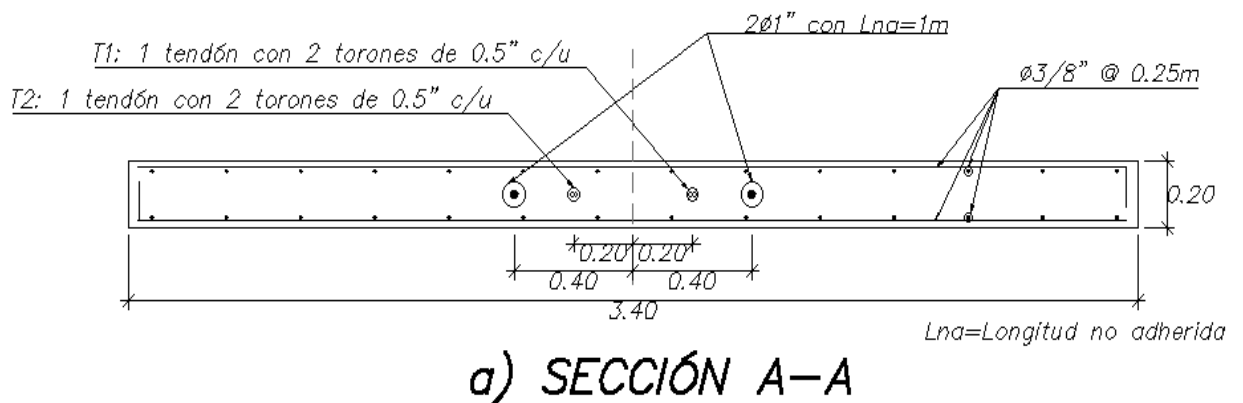


Figura N°4.14: Configuraciones en la placa híbrida P-7
Fuente: Elaboración propia

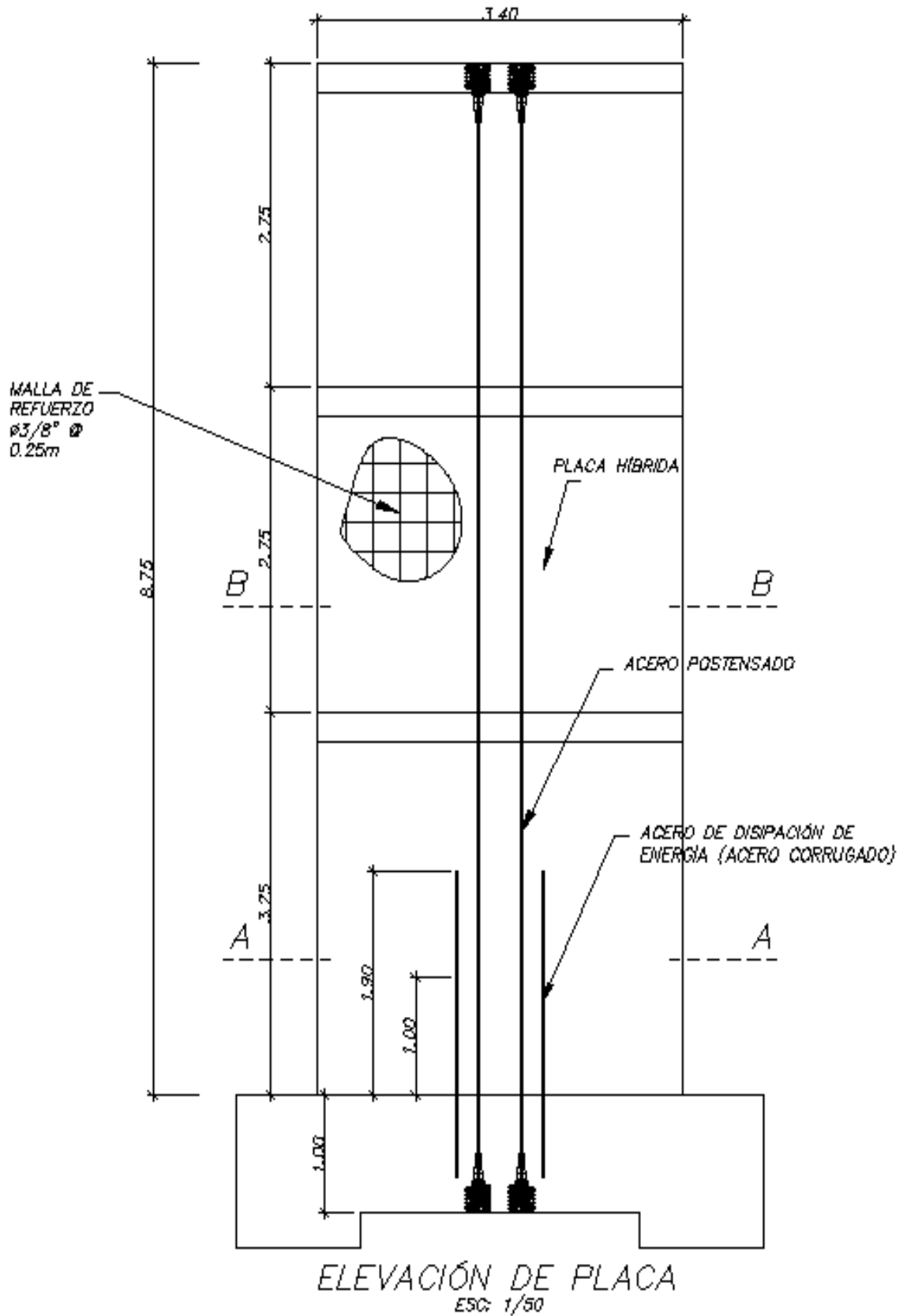


Figura N°4.15: Dimensiones y materiales de placa híbrida P-7
Fuente: Elaboración propia

El resultado del análisis de la placa híbrida P-7 se puede apreciar en la gráfica de la figura N°4.16 donde se puede observar una distorsión máxima alcanzada de 2.96% mucho mayor a la presentada en el caso de la placa convencional donde la máxima distorsión fue de 0.65%, mientras que la placa convencional cumple con la distorsión máxima de 0.7% de la tabla N°11 de la E.030-2016-2018 se observa que la distorsión máxima de la placa híbrida supera este valor consiguiendo el objetivo de ofrecer una mayor ductilidad, sin embargo desplazamientos tan grandes pueden provocar distintos daños sin llegar al colapso, el propósito de esta tesis no pretende limitar el desplazamiento de la placa híbrida, pero es recomendable realizar futuras investigaciones de movimientos sísmicos en base al modelo presentado de esta tesis, es decir reproducir análisis histeréticos o movimientos con registros de aceleraciones de sismos, otra clara observación podría ser la menor fuerza cortante basal resistida, sin embargo también es cierto que se está usando mucho menos cantidad de acero corrugado lo que produce menor momento resistente traducido en menor fuerza cortante, con la aplicación del "modelo propuesto" en el Capítulo III aún puede ubicarse 4 estados característicos de la respuesta de la placa híbrida ante cargas laterales, el primero de los estados es el de Decompresión en este estado se produce el inicio de la abertura en la junta de la base, esa abertura que gobierna el comportamiento de la placa en adelante, el segundo punto marcado resalta una disminución de la rigidez de la placa y se da cuando la abertura alcanza al primer acero corrugado ya que para puntos anteriores a este el acero corrugado no adherido no está cumpliendo la función principal de su diseño que es la disipar la energía, luego un estado muy marcado es cuando dicho acero corrugado ha alcanzado la fluencia, a partir de instante la placa híbrida se encuentra en casi el valor total de su resistencia pero aún puede soportar grandes desplazamientos, el siguiente punto ubicado en la figura N°4.16 es la fluencia del acero postensado, esto sucede luego de un gran desplazamiento pero sin ocurrir aún la deformación última del concreto. Se puede apreciar una respuesta de la placa híbrida dibujada mediante una línea suave, la cual se puede evaluar en distintos puntos de análisis a partir de diferentes consideraciones de deformación unitaria del concreto en la base, a diferencia de los modelos presentados en el capítulo III en los cuales la respuesta de la placa son idealizaciones lineales.

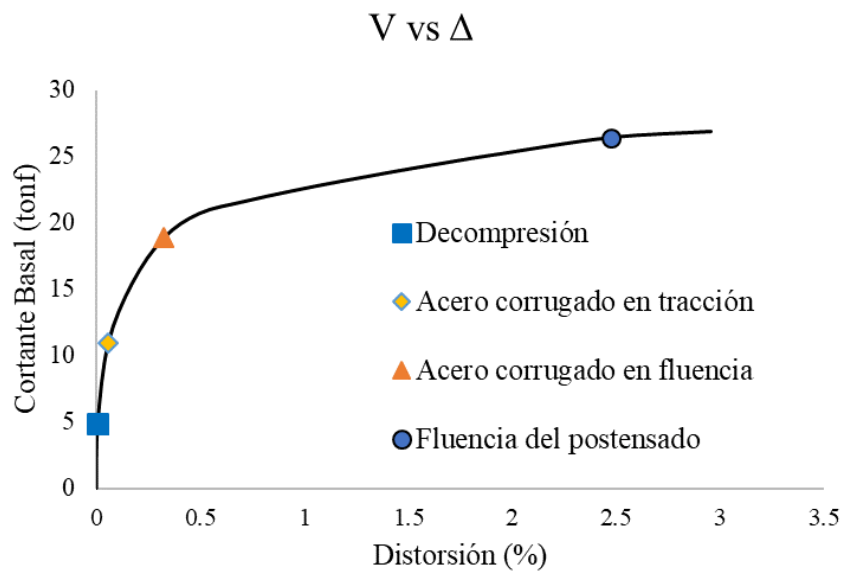


Figura N°4.16: Resultado V vs Δ para la placa híbrida P-7
Fuente: Elaboración propia

De los resultados obtenidos, se puede concluir que tanto la placa convencional como la placa híbrida tienen comportamientos diferenciados en cuanto al desplazamiento horizontal que pueden alcanzar, sin embargo en la placa híbrida se está usando una considerable menor cantidad de acero corrugado, incluso considerando el acero postensado sigue siendo una cantidad mucho menor, el diseño realizado con base en suposiciones y sugerencias de Smith y Kurama (2012) es apropiado para conseguir la respuesta esperada de una placa híbrida.

El diseño descrito en el ítem 4.4.1 permite alcanzar la fluencia del acero postensado en un valor de la distorsión mucho mayor a la distorsión de la fluencia del acero corrugado el cual se espera suceda antes para conseguir una adecuada disipación de la energía, esto es importante para evitar la pérdida del presfuerzo luego de quitar la carga lateral ya que esta pérdida se puede mostrar como desplazamientos residuales que no se podrán recuperar. En este capítulo también se ha mostrado el comportamiento de una placa convencional y la reducción de la inercia que provoca desplazamientos superiores a los calculados por una inercia bruta.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el Capítulo anterior se desarrolló el diseño y la distorsión máxima alcanzada de la placa convencional e híbrida como solución de un mismo proyecto. En este Capítulo se detallará el comportamiento de los materiales involucrados en ambas opciones de diseño, de la misma manera se relacionará la variación de parámetros como la inercia del elemento, el eje neutro o esfuerzos de los acero corrugados y postensados con la respuesta que tengan las placas ante la carga lateral, comenzaremos con la descripción de la respuesta en la placa convencional, parámetros y materiales y su relación con la fuerza externa aplicada.

5.1. Análisis de la Placa Convencional

La placa convencional a diferencia de la placa híbrida no considera una abertura en la base, su interacción con la cimentación es monolítica, lo cual le otorga gran rigidez, la cual se pudo observar en el Capítulo IV con una distorsión máxima de 0.65% lo cual es muy reducida a comparación de lo obtenido con la placa híbrida, los únicos materiales a estudiar en esta placa son el acero corrugado y el concreto.

5.1.1. Variación de la Inercia Efectiva de la sección

La inercia efectiva de la sección es estudiada mediante las relaciones momento-curvatura ($M-\phi$). En el caso de la placa monolítica en el Capítulo IV se tienen 3 relaciones $M-\phi$ debido a la variación de la carga axial de los 3 niveles de la edificación analizada, relación que se muestra en la figura N°5.01, donde se puede observar una gran reducción de hasta el 20% de la inercia bruta (EI_{br}) cuando el valor del eje neutro (c) es cercano al 30% de la longitud de la placa y esta inercia se mantiene casi constante hasta un valor el valor de " c " es del 20% de la longitud de la placa (L_w).

La longitud del eje neutro (c) define las zonas de tracción y compresión de la placa, este parámetro varía en lo alto de la placa en razón al momento actuante de la sección, es decir que cuando el valor del momento en la placa es relativamente bajo en valor de " c " también es pequeño, además gráficas usuales de $M-\phi$ describen un incremento de la pendiente (inercia efectiva EI_{ef}) al para valores pequeños del momento resistente, esto es correcto ya que se puede observar un valor de la inercia efectiva mayor al del producto del módulo de elasticidad (E) multiplicada por la inercia de la sección rectangular de la placa (I) que se muestra como una recta horizontal en la figura N°5.01, en la misma figura si tomamos un valor de c/L_w y analizamos los valores de las 3 inercias efectivas

se puede apreciar una menor reducción del valor de EI-ef en la curva para la sección en el tercer piso (EI-efectivo-Nd3), lo que lleva a pensar que el incremento de carga axial significa mayor reducción de la inercia de la sección y al aumentar fuerza de postensado se puede ser más evidente, sin embargo hay otros parámetros como el máximo momento alcanzado que mejoran con la carga axial aplicada, lo cual se mostró en la figura N°4.11.

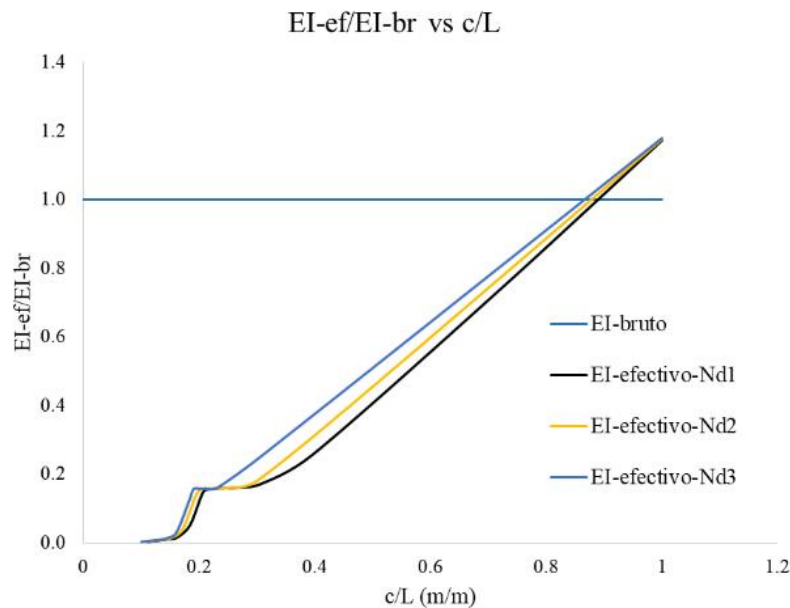


Figura N°5.01: Variación de la inercia efectiva para placa convencional
Fuente: Elaboración propia

5.1.2. Variación del Esfuerzo en acero corrugado

El diseño basado en resistencia debe garantizar que la fluencia del acero corrugado ocurra antes del esfuerzo máximo del concreto pero después de alcanzar el valor del momento último para el cual se diseñó, el diseño mostrado en Capítulo IV y detallado en el ítem 4.3.1 es analizado en la figura N°5.02, el acero para el diseño tiene una resistencia a la fluencia de 4200kgf/cm² y las fuerzas de diseño se mostraron en la tabla 4.7 con un momento último de diseño de 166.62tonf-m, el valor del esfuerzo del acero corrugado toma el promedio del núcleo de 8 barras de 5/8" y según la figura analizada se puede apreciar que la fluencia ocurre incluso para un valor de momento mayor a 1.5 el valor de diseño y luego de esto se produce un incremento de la resistencia con poca variación del esfuerzo ya que la relación f_s/f_y mostrada en la figura puede generalmente alcanzar valores máximos de 1.5, sin embargo este análisis se realizó hasta un valor de deformación del concreto de 0.003 para el cual la relación máxima estudiada de f_s/f_y fue de 1.08 para el cual se ha alcanzado un valor de la

resistencia igual al doble de la requerida, por este motivo los diseños basados en resistencia son muy usados ya que satisface criterios para un buen comportamiento de sus materiales.

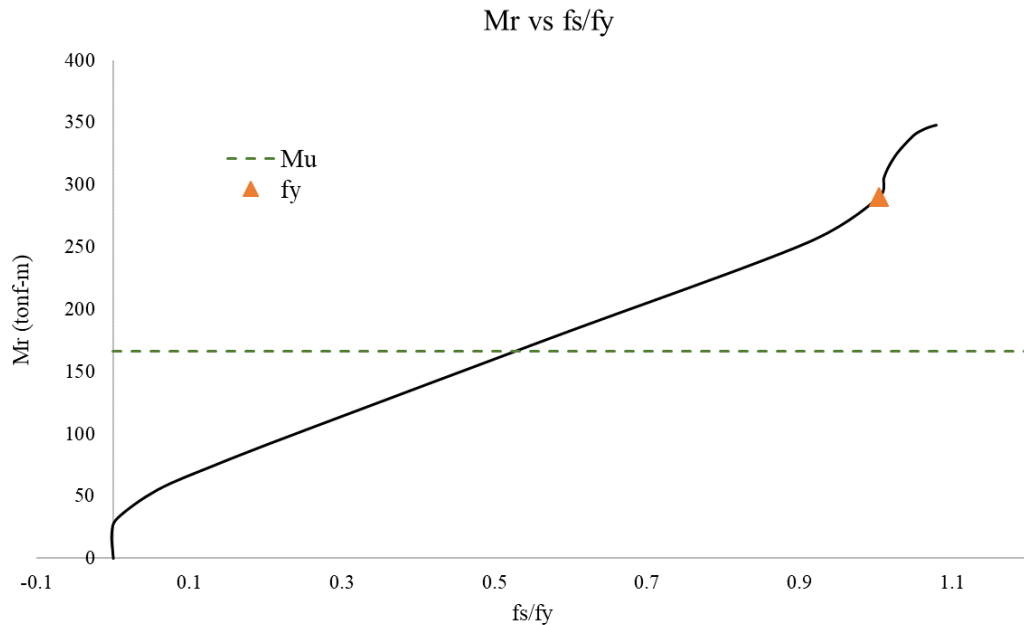


Figura N°5.02: Comportamiento del acero corrugado en la placa convencional
 Fuente: Elaboración propia

5.1.3. Respuesta del Concreto

El concreto a utilizar en la placa convencional tiene una resistencia característica (f_c) de 280kgf/cm^2 y la relación esfuerzo-deformación se mostró en la figura N°4.13, para esta relación se considera un comportamiento lineal elástico del concreto hasta un valor de $0.4f_c$ a partir del cual pierde capacidad de recuperar su resistencia y se considera un comportamiento inelástico hasta un valor de $0.6f_c$ en el cual comienza un comportamiento completamente no lineal, el estudio en general de toda la placa y sus materiales está limitado a la deformación última de 0.003 considerada para el concreto, esta deformación no involucra un colapso de la estructura pero si una gran pérdida de su resistencia, en la figura N°5.03 se puede observar que la capacidad de soportar momentos externos alcanza sus máximos valores tan sólo para deformaciones de hasta el 60% de la resistencia f_c donde aún no se han producido graves daños en el concreto, mientras que para valores mayores del momento resistente donde este tiene pequeños incrementos se produce grandes deformaciones del concreto.

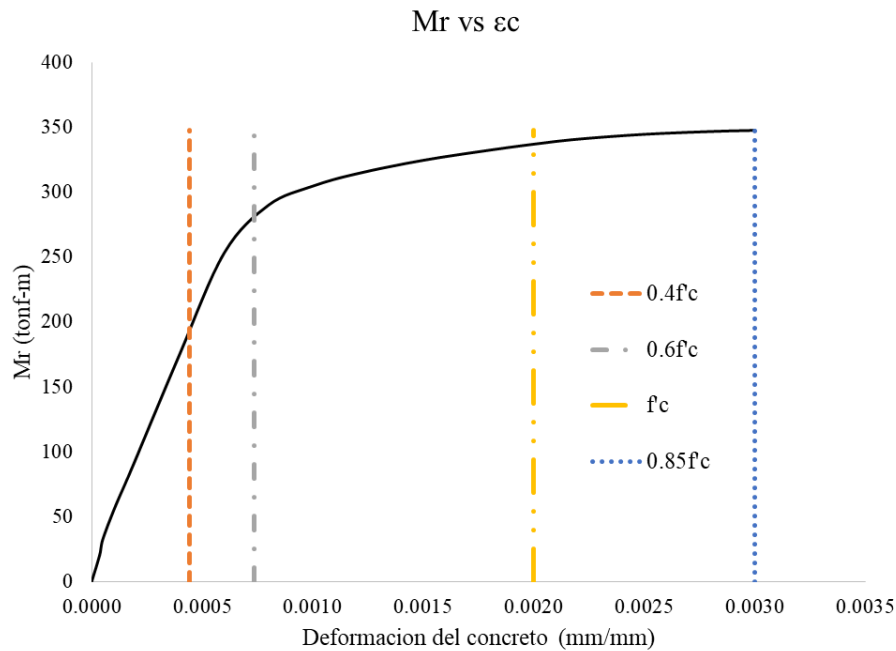


Figura N°5.03: Variación de la deformación del concreto respecto al momento resistente
Fuente: Elaboración propia

5.1.4. Distorsión y Desplazamiento de placa convencional

Uno de los criterios límites para las edificaciones de concreto armado descrito por la E.030-2016-2018 es la distorsión que deben mantener, en la figura N°5.04 se muestra las distorsiones alcanzadas en el punto más alto de la placa analizada comparada con la permitida por la norma peruana, donde se puede apreciar que el sistema convencional mantiene una adecuada relación incluso para valores de fuerzas cortantes en el rango no lineal.

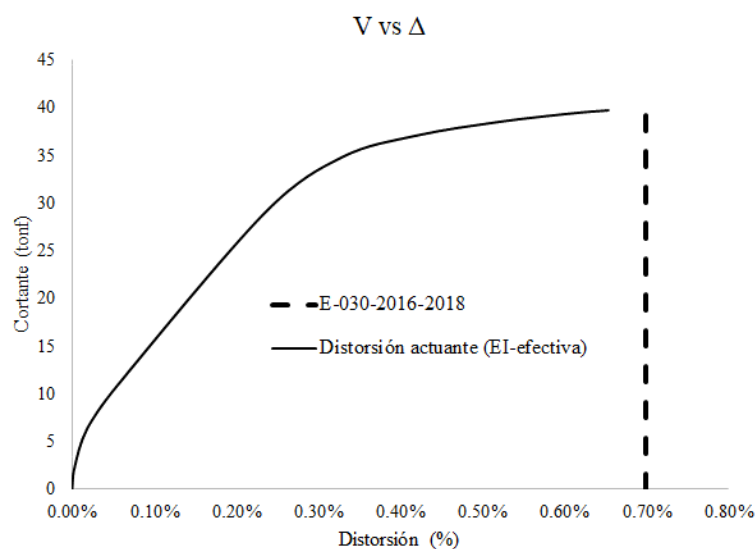


Figura N°5.04: Distorsión de placa convencional y distorsión permitida
Fuente: Elaboración propia

En la figura N°5.05 se puede apreciar que la distorsión presentada en la figura N°5.04 no significan grandes deformaciones, ya que la máxima calculada fue de 5.72cm, este desplazamiento en el caso de edificaciones no es perjudicial con las apropiadas juntas sísmicas.

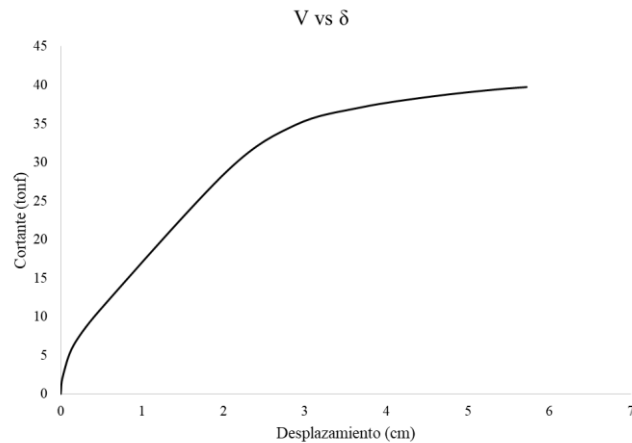


Figura N°5.05: Desplazamientos producidos versus cortante en placa convencional
 Fuente: Elaboración propia

5.2. Análisis de la Placa Híbrida

En el caso de la placa híbrida se tienen los mismos parámetros adicionando los del acero postensado y las relaciones con la abertura en la base, ya que esta abertura hace la diferencia de los niveles de desplazamiento alcanzados, otra diferencia con la placa convencional son la cantidad de secciones analizadas, aunque se tiene los mismos 3 niveles que diferencian una misma sección con 3 cargas axiales. En el caso de la placa híbrida los aceros corrugados de disipación de energía no se encuentran en todo lo alto de la placa, pues su función está más ligada al comportamiento de la base, por este motivo también se diferencia la sección con estos aceros y sin ellos.

5.2.1. Variación de la Inercia Efectiva en Placa Híbrida

La propuesta de Kurama (2012) para la inercia efectiva de la placa híbrida se basaba en una idealización con la carga externa aplicada en el extremo superior de la estructura, y cálculos suponiendo el comportamiento de una viga en voladizo, en el cual se podía escribir la inercia efectiva de la siguiente manera:

$$I_{ef} = \frac{VL^3}{3E\delta}$$

Usando la misma expresión pero como los resultados obtenidos de la placa híbrida de la edificación analizada en el Capítulo IV, se muestra la variación del modelo propuesto en la figura N°5.06, lo descrito por Kurama era que su modelo

elemento fibra tenía mayor relación para valores de una altura efectiva de la abertura cercanos a 0.06 el valor de la altura total y más cercanos aún para valores del eje neutro en la base menores al 17.5% de la longitud de la placa, resumiendo así la inercia a un 50% de la inercia total, sin embargo para valores mayores al 20% de la relación c/L o menores al 15% la inercia efectiva no sólo depende de la abertura en la base, con el modelo propuesto se tiene valores similares a los considerados por Kurama en aproximadamente la relación c/L cercanos al 10% e inercias del 25% de la total, siendo la longitud “c” la distancia de contacto en la base es mejor analizar las variaciones de desplazamientos y esfuerzos de otros elementos debido a que la longitud “c” varía considerablemente con pequeños incrementos de carga externa aplicada.

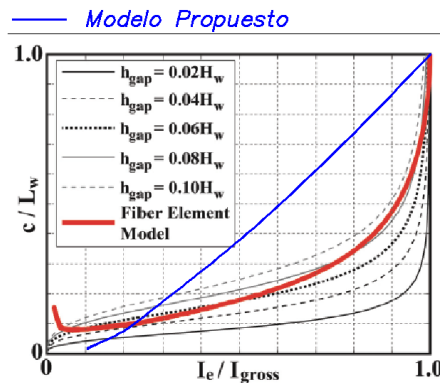


Figura N°5.06: Variación de la inercia de la estructura comparada con Kurama (2012)

Fuente: Elaboración propia

Sin embargo, otra forma de observar la variación de la inercia efectiva de las secciones de la placa híbrida es mediante las relaciones $M-\phi$ para secciones superiores a la base, donde su comportamiento depende de las aberturas producidas en la junta de la base y por lo cual se enumeran 13 casos de abertura en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Casos de abertura en la base

Caso	c cm	θ rad
1	340.000	0.00E+00
3	143.211	2.75E-04
5	90.380	1.10E-03
7	73.658	2.17E-03
9	62.805	3.53E-03
11	53.373	5.37E-03
13	47.432	7.40E-03
15	43.479	9.55E-03
17	40.768	1.17E-02
19	38.890	1.39E-02
21	37.606	1.61E-02
23	36.139	2.10E-02
25	35.987	2.53E-02

Fuente: Elaboración propia

Los casos de abertura son continuos, sin embargo, para un estudio sencillo y simplificado de la variación de parámetros se analizan los 13 casos como discretos.

Como se describió en el ítem 4.4 la placa híbrida analizada en esta tesis consta de dos configuraciones mostradas en la figura N°4.14 sujetas a las 3 cargas axiales de los 3 niveles de la edificación, sin embargo la Configuración 1 sólo se encuentra en el primer nivel por lo que en la figura N°5.07a se muestra las gráficas M- ϕ para la Configuración 1 y en las figura N°5.07b a la figura N°5.07d las relaciones M- ϕ para la Configuración 2 sujeta a las 3 cargas axiales. Se puede observar que el aporte del acero corrugado no adherido en la Configuración 1 le otorga una resistencia mayor pero que luego de la fluencia, es decir a partir del caso 7 el aumento de su capacidad a resistir los momentos externos se asemeja al comportamiento de la sección sin el acero corrugado para disipar energía, sin embargo, todas las gráficas muestran una gran ductilidad. La figura N°5.07 puede observarse con más detalle en el Anexo N°2.

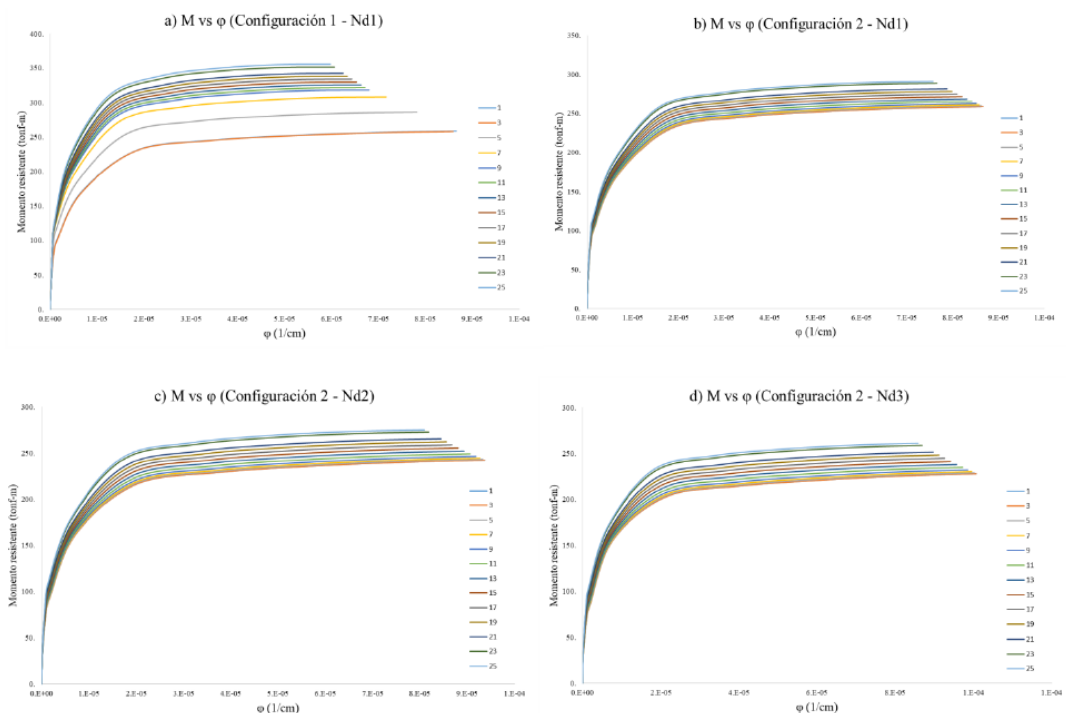


Figura N°5.07: Relaciones M- ϕ para secciones de la placa híbrida
Fuente: Elaboración propia

5.2.2. Acero corrugado en la Placa híbrida

El acero corrugado analizado en la placa híbrida es el que se usa para la disipación de la energía, que en este caso tiene una longitud no adherida de 1m con la finalidad de permitir la abertura en la base, la placa híbrida del Capítulo IV

tiene dos barras de 1" ubicadas simétricamente a 40cm del eje central, la respuesta de ambas barras varía en pequeñas proporciones debido a que una de ellas empieza antes de fluencia por estar más próxima al lado de carga externa y la abertura, se denominará al esfuerzo de esta barra fs1, en la figura N°5.08 se muestra que fs1 llega a la fluencia antes que fs2 a pesar de ello la abertura aún no ha alcanzado sus máximos valores, además ambos aceros alcanzan casi al mismo instante la fluencia lo cual es propósito del diseño.

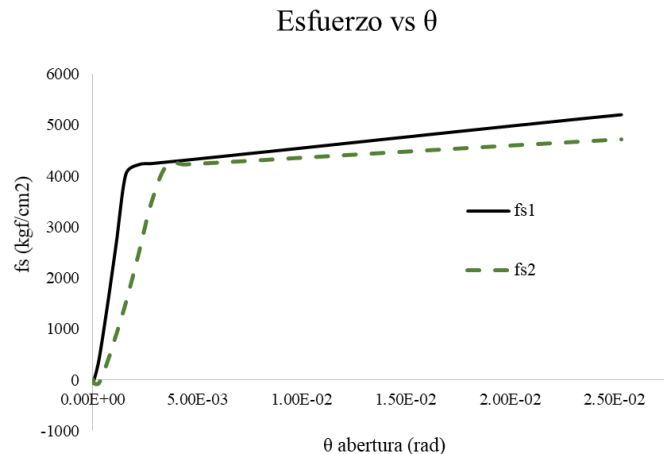


Figura N°5.08: Esfuerzo del acero corrugado contra abertura en la base
Fuente: Elaboración propia

5.2.3. Longitud de contacto en la base

La longitud de contacto producto de la abertura en la base es también una medida de la zona en compresión y en tracción de la sección en contacto, pues al momento de producirse el desprendimiento de la base, el concreto pierde esfuerzos de compresión y si existen esfuerzos de tracción estos son muy bajos, mientras que los principales esfuerzos de tracción se producen tanto en el acero postensado y el corrugado no adherido.

La figura N°5.09 muestra la variación del momento resistente con dicha longitud de contacto "c", se puede distinguir cambios en la pendiente de esta relación debido a estados de la abertura de la base y el acero corrugado que se usa para la disipación de energía, el primer cambio se da cuando la abertura alcanza al acero de esfuerzo fs1 de la figura N°5.08, antes de ello la relación del momento resistente y la longitud de contacto es lineal, además al alcanzar la fluencia de los aceros corrugados la variación del momento resistente se incrementa, lo que indica que en instantes críticos de la placa híbrida su respuesta tiene mayor resistencia, la misma influencia del comportamiento del acero corrugado puede observarse en la gráfica del momento resistente versus la abertura mostrada en la figura N°5.10.

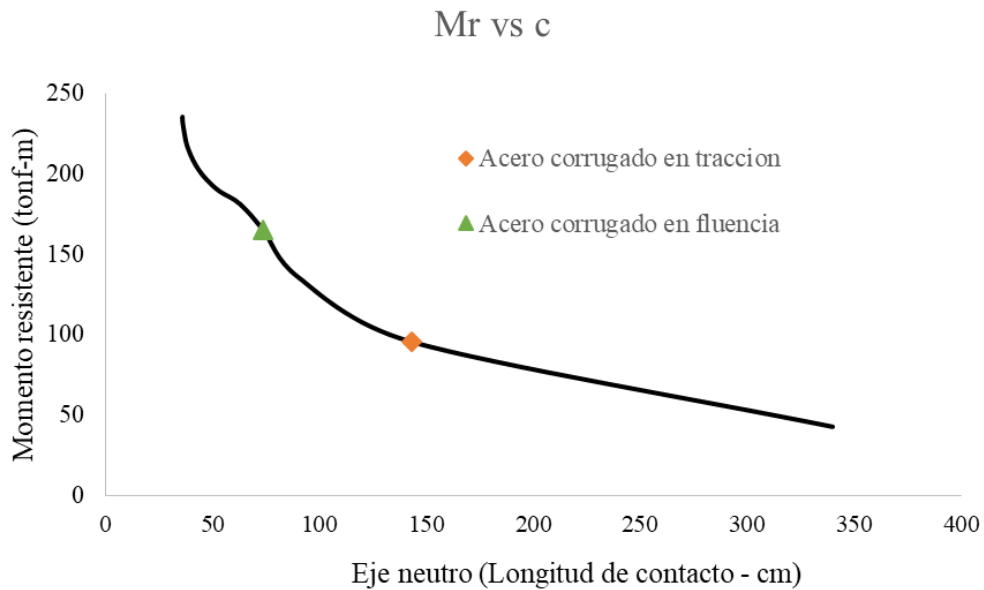


Figura N°5.09: Respuesta del Momento resistente versus la longitud de contacto en la base
Fuente: Elaboración propia

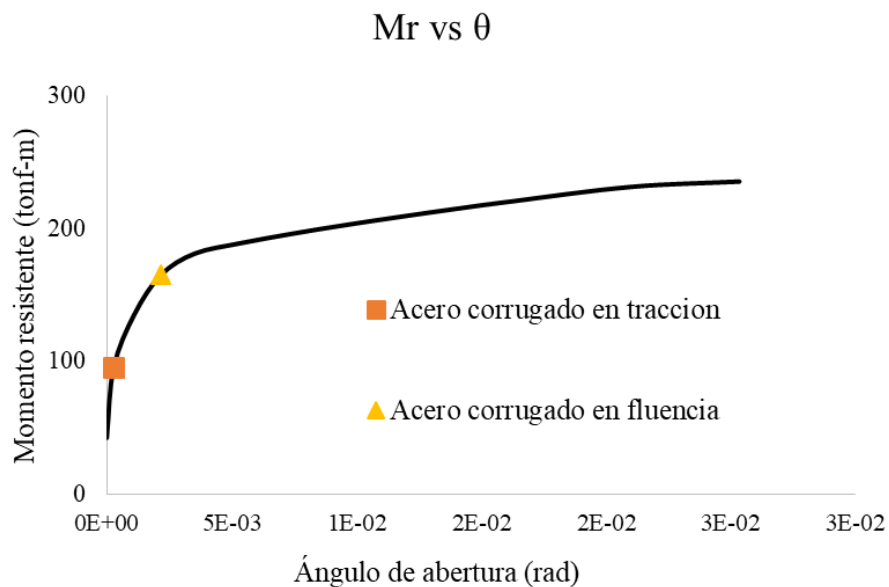


Figura N°5.10: Respuesta del Momento resistente respecto a la abertura en la base
Fuente: Elaboración propia

5.2.4. Respuesta del acero postensado en Placa Híbrida

El comportamiento del acero postensado está sujeta también a la abertura producida en la base pero se debe mantener en su rango lineal en casi toda la respuesta de la placa híbrida, si no se consigue mantener en el rango lineal otro de los límites recomendables es que su deformación unitaria en toda su longitud no adherida no alcance el 0.01 para impedir pérdidas grandes de pre-esfuerzo, en

la placa híbrida del Capítulo IV se usaron dos tendones donde sólo uno de ellos paso al rango no lineal, motivo por el cual se analizará su respuesta según la figura N°5.11, en la figura N°5.11a puede apreciarse que de retirar la carga y volviendo a su estado de deformación inicial se aprecia una pérdida de pre-esfuerzo, esta pérdida es de magnitud de 1388.39kgf/cm² (0.073fpu) y ya que su deformación máxima no alcanzó el valor de 0.01 se puede considerar una pérdida menor, además observando la gráfica de la figura N°5.11b se observa que el esfuerzo del acero postensado no alcanza el 80% de fpu hasta distorsiones mayores a 2.5% y para valores mayores a este se observa una platea con valores constantes de fp hasta llegar a la distorsión máxima de 2.96%, esto impide un fallo de la estructura de tipo frágil.

Es importante no tener pérdidas grandes de pre-esfuerzo, ya que esta pérdida disminuye la fuerza de auto-centrado compuesta por las fuerzas en los tendones y las cargas de gravedad, donde las primeras deben tener mayor participación.

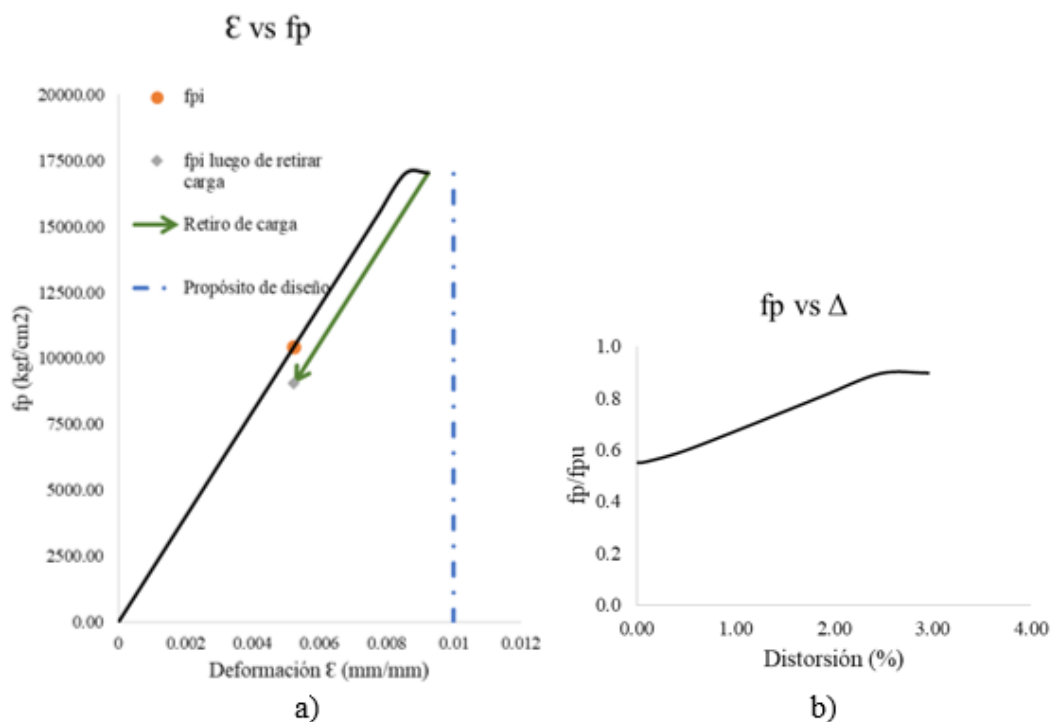


Figura N°5.11: Respuesta del esfuerzo en el acero postensado
Fuente: Elaboración propia

5.2.5. Distorsión y desplazamiento de placa híbrida

En la validación del modelo propuesto en el ítem 3.6 se pudo observar también la composición del desplazamiento total de la estructura, en la cual se tenía que parte de ella era debida a las fuerzas actuantes y el momento producido en la estructura, mientras que otra gran parte del desplazamiento es producto de la

abertura en la base, es decir el giro de la placa híbrida como cuerpo rígido. En el caso de la placa híbrida analizada en el Capítulo IV sucede de igual forma, el desplazamiento en la parte superior de la estructura es muy pequeño debido a flexión, incluso a partir de la distorsión de 0.5% este valor se mantiene casi constante con incrementos poco significantes, esto debido a que aunque se produzcan mayores momentos la capacidad de resistencia de la placa también incrementa ya que al tener mayor abertura la fuerza de postensado también se ha incrementado y ofrece una oposición al desplazamiento por flexión, esto es favorable a la estructura en general ya que los desplazamientos no se manifiestan como daños en el concreto, pero estos desplazamientos alcanzados son debido a la deformación lineal del acero postensado y la deformación no lineal del acero corrugado no adherido.

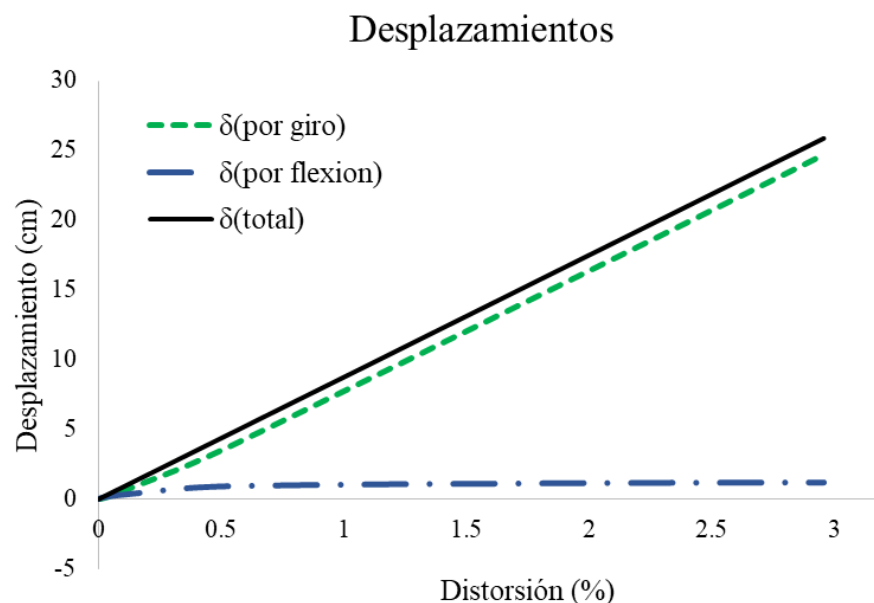


Figura N°5.12: Composición de desplazamientos en placa híbrida
 Fuente: Elaboración propia

5.3. Comparación de resultados de Placa Híbrida y Convencional

Las dos soluciones a la edificación presentada en el Capítulo IV se usan para la misma necesidad, es decir soportar las fuerzas sísmicas y transmitir cargas de gravedad, aunque principalmente la primera, sin embargo de ambos análisis presentados se ha mostrado que la placa híbrida tiene parámetros distintos y adicionales al incorporar el acero postensado y al ser una construcción prefabricada, esas condiciones generan un sistema estructural muy distinto al de la placa convencional y comparar sus características no necesariamente debe mostrar una similitud o aproximación.

La figura N°5.13 refleja lo mencionado anteriormente, la placa híbrida soporta grandes distorsiones, al contrario de la placa convencional donde se produce distorsiones mucho menores, sin embargo se muestran también gran diferencia de la cantidad de cortante basal soportada donde la relación de sus máximas fuerzas cortantes de ambos sistemas es aproximadamente de 1.5 para un diseño basado en una idealización similar, como una ventaja adicional al de las placas híbridas se podría mencionar que la cantidad de acero total es casi la tercera parte de la cantidad de acero total usada en la placa convencional, logrando disipar la energía acumulada por el acero corrugado no adherido.

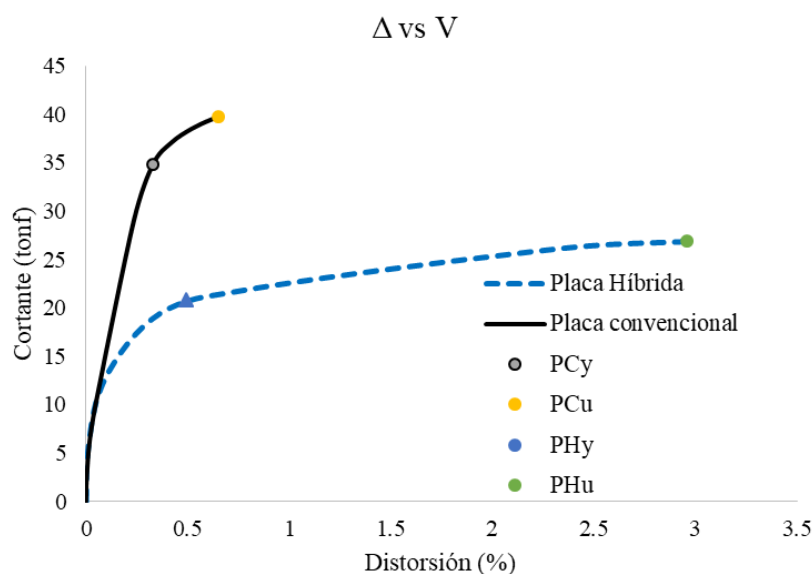


Figura N°5.13: Comparación Placa híbrida y convencional de V- Δ
Fuente: Elaboración propia

Considerando el punto de reducción de la rigidez como un estado de fluencia del sistema estructural observado tanto en la placa híbrida como en la convencional (PCy, PHy), y el punto de distorsión máxima como un estado último (PCu, PHu), podemos definir la ductilidad como la relación de distorsiones del segundo sobre el primero, y se tendría los valores de 1.98 y 5.96 para la placa convencional e híbrida, respectivamente. Está claro que la mayor ductilidad generada introduce un nuevo sistema estructural para el cual debería considerarse distinto valor de reducción sísmica, sin embargo, la base del análisis no lineal presentado en esta tesis no sería suficiente para describir un valor adecuado de la reducción sísmica.

De los resultados obtenidos, se puede apreciar que la placa híbrida no desarrolla una sobre-resistencia exagerada sobre el momento de diseño, es decir

que soporta bien las cargas para las que se propone la sección, pero en el caso que se produzca un movimiento sísmico de gran magnitud y movimientos superiores a los que se esperan podría suceder el colapso de la estructura, además de lo observado en la figura N°5.08 puede apreciarse una ligera mejora de la resistencia al momento externo a medida que se incrementa la abertura en la base, lo que puede interpretarse como un endurecimiento de la estructura y en realidad obedece al incremento de la fuerza de postensado al aumentar su deformación.

Como un resumen del capítulo presentado, se muestra un cuadro comparativo de los aspectos básicos y comentarios del diseño y análisis de las placas convencionales e híbridas.

Tabla 5.2: Comparación de aspectos básicos y comentarios placa convencional e híbrida

	<i>Placa Convencional</i>	<i>Placa híbrida</i>
Materiales usados	Concreto, acero corrugado.	Concreto, acero corrugado, acero postensado.
Método de diseño	Resistencia última	Resistencia última
Uso principal del acero de refuerzo	Resistir Momento actuante	Disipar energía
Distorsión	Está limitada según la norma por el material de concreto armado.	Limitada según ACI-ITG 5.1 por dimensiones de la placa
Cantidad de detalles en planos	Detalle de la sección.	Detallado para instalación del sistema prefabricado. Requiere mayor estudio
Fluencia del acero de refuerzo	Sucede al desarrollar una sobre resistencia respecto al momento último.	Sucede por después del momento último calculado como placa convencional, y puede desarrollar gran desplazamiento luego de esto.
Desplazamiento	Se desprecia aquellos que no sean por flexión, siendo este de magnitud de 6cm como máximo.	Se divide en desplazamiento por el giro en la base y por flexión siendo este último casi despreciable frente al producido por el giro, se debe hacer mayor estudio con distintas dimensiones de placas.
Longitud de compresión en la base "c"	Separa la zona en tracción y compresión del concreto provocando grietas por su resistencia a tracción y su sistema monolítico.	Separa la zona con esfuerzo igual a cero y la zona en compresión del concreto, por lo que no sufre esfuerzos de tracción significantes.

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

- ✓ Se pudo observar tanto en los resultados de la validación del Capítulo III como en los de la placa híbrida del edificio analizado en el capítulo IV que este sistema estructural brinda una alta ductilidad y que sus distorsiones alcanzan valores alrededor del 3% lo cual es una gran capacidad de deformación, sin embargo este desplazamiento debería ser controlado ya que en las edificaciones siempre existe mobiliario que con movimientos muy bruscos podrían afectar la vida los ocupantes, los límites de la norma E.030-2016-2018 no deberían ser aplicados a este nuevo sistema estructural.
- ✓ Del estudio de los desplazamiento para placas híbridas mostrado en la figura N°5.12 y figura N°3.21 puede apreciarse que la mayor contribución de este desplazamiento es generado por la abertura en la base, donde un parámetro involucrado es la altura del edificio y el otro es el ángulo de abertura en la base, por lo tanto una forma de controlar el desplazamiento en la base es limitando el uso de este sistema en edificaciones de cierta altura, como en el caso de esta tesis que propone el uso en edificaciones menores a 5 pisos.
- ✓ Las investigaciones anteriores para predecir la respuesta analítica no lineal de las placas híbridas tienen demasiadas simplificaciones, entre ellas están los estudios realizados por Smith y Kurama (2012) y Pérez, Pessiki, Sause y Lu (2004), donde la mayor dificultad fue proponer un valor de la inercia efectiva.
- ✓ Los diagramas momento-curvatura son muy útiles para analizar variaciones de inercia de las secciones de concreto armado y postensado, y es de gran ayuda en el análisis de las placas híbridas debido a la incertidumbre del cálculo de su inercia.
- ✓ El estudio de investigaciones anteriores nos indicó que este sistema es mejor estructurado mediante tendones no adheridos y ubicaciones cercanas al centro de los aceros tanto para el postensado como el corrugado.
- ✓ Tanto el sistema de placas convencionales y placas híbridas soportan adecuadamente las cargas de diseño, esto se aprecia en la figura N°5.13, sin embargo, las placas convencionales tienen una mayor sobre-resistencia y las placas híbridas desarrollan mayor deformación,

donde una de sus ventajas es la cantidad muy reducida de acero que se usa a comparación de la primera.

- ✓ El acero postensado cumple satisfactoriamente con soportar cargas de momento, tanto en el diseño de la placa analizada para la validación como la placa híbrida de la aplicación se usaron valores de esfuerzo inicial igual a $0.55f_{pu}$, ya que con valores no tan cercanos a su esfuerzo de fluencia pueden desarrollar deformaciones que permiten la abertura en la base.
- ✓ El acero corrugado alcanza la fluencia en valores cercanos al momento de diseño, esto no resulta perjudicial pues es el objetivo del sistema disipar energía por medio de la deformación de este elemento, lo que se trata de evitar es que se produzca la deformación última o ruptura de estas barras en fuerzas de momento cercanos al de diseño.
- ✓ Con una deformación última de 0.003 del concreto para el que fue realizado el modelo propuesto se puede describir como una estructura sin colapso y para el que se han alcanzado niveles de ductilidad altos.

RECOMENDACIONES

- ✓ Al no poderse aplicar los límites de la norma E.030-2016-2018, nace la recomendación de realizar evaluaciones con distintas composiciones y variaciones de los parámetros involucrados en el diseño de la placa híbrida con la finalidad de establecer límites para su deformación y distorsión.
- ✓ Es recomendable realizar modelos matemáticos que reflejen la respuesta no lineal histerética de las placas híbridas, con la finalidad de cuantificar la cantidad de energía disipada e introducir un valor certero del coeficiente de reducción, para establecer las placas híbridas como nuevo sistema estructural.
- ✓ Los diseños de la placa híbrida y convencional del Capítulo IV fueron realizados para las mismas fuerzas de diseño, sin embargo, un sistema estructural de placas híbridas debe estar sujeta a otras fuerzas, tomando las de placas convencionales como conservadoras, por tal motivo se recomienda realizar análisis y estudios a profundidad para obtención de fuerzas sísmicas más exactas obtenidas en placas híbridas.
- ✓ El diseño de la placa híbrida del capítulo IV está basado en el estudio de Kurama (2012), sin embargo, con se observó en la figura N°5.13 este diseño no alcanza los mismos niveles de resistencia que las placas convencionales, por lo que se podría proponer nuevos enfoques y filosofías de diseño para placas prefabricadas.
- ✓ La práctica de ingeniería estructural está sujeta a simplificaciones realizadas por los diseñadores, sin embargo como se ha mostrado en esta tesis, estas simplificaciones trae consigo ideas del comportamiento de una estructura que no necesariamente se refleja en la realidad, uno de ellos es el cálculo de la inercia efectiva, tema que no se estudia a profundidad en niveles de pre-grado, por lo que esta recomendación es para las universidades de pre-grado que deben introducir a los alumnos en un ambiente de estudio que refleje lo estudiado con resultados experimentales.

LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

El desarrollo de esta tesis está limitado al estudio del análisis no lineal de placas híbridas para edificaciones menores a 5 pisos debido a la escasez de tiempo y recursos, sin embargo debería existir un tratamiento de estudios a las incertidumbres que deja este trabajo además de fomentar el interés de investigadores en desarrollar las tecnologías de sistemas estructurales, por lo que en este apartado se apuntan líneas de trabajo futuro que permitan avanzar, ir más allá de lo que aquí se ha aportado, estas líneas de investigación son:

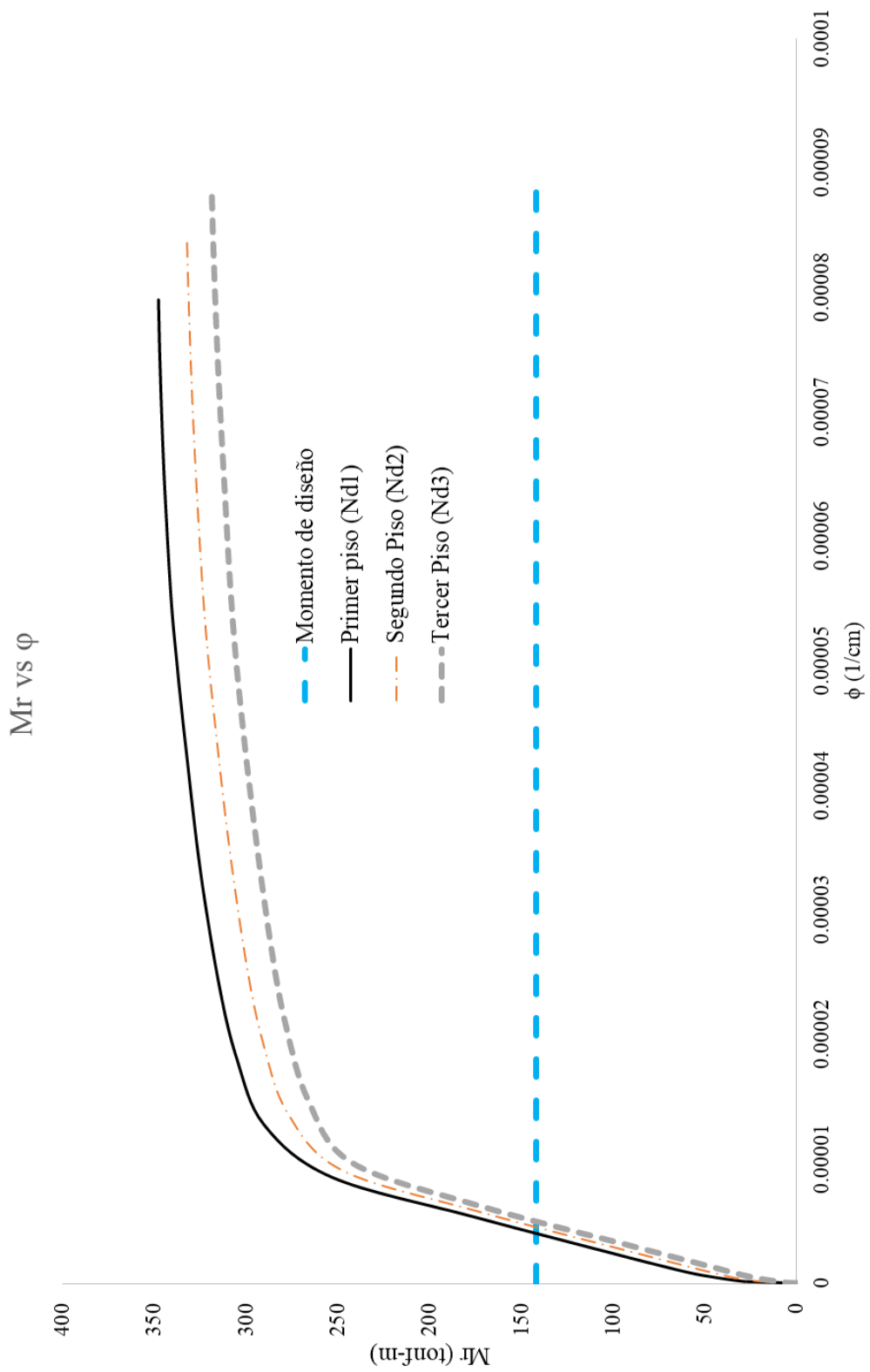
- ✓ Determinación de coeficientes de reducción sísmica para sistemas estructurales especiales, incluyendo sistemas prefabricados, postensados e híbridos, entre otros.
- ✓ Investigación de la respuesta analítica no lineal histerética con sistemas de placas híbridas para edificaciones de baja, mediana y altas alturas, sujetas a movimientos en diferentes tipos de suelo.
- ✓ Estudio de la interacción placa híbridas con la cimentación, incluyendo el diseño de la cimentación para sistemas prefabricados para evitar deslizamientos.
- ✓ Determinación de sistemas constructivos con el uso de placas híbridas y la medición de tiempo y parámetros constructivos con respecto a construcciones monolíticas.
- ✓ Investigación y elaboración de software para diseño y análisis de placas híbridas con la finalidad de introducir el sistema estructural en la práctica cotidiana de la realidad peruana.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Calvi, G.; Pinho, R.; Magenes, G., Bommer, J.; Restrepo, L. & Crowley, H. (2006). Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the Past 30 Years, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 472, 43(3), 75-104.
2. Castillo, J. y Alva, J. (1933). Peligro Sísmico en el Perú. Ponencia. VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Lima-Perú.
3. Fritz, L. (1980). Estructuras de Hormigón Armado. Buenos Aires, Argentina. El Ateneo.
4. Hibbeler, R. (2012). Análisis Estructural. México. 8va Edición.
5. Holden, T., Restrepo, J. y Mander, J. (2003). Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls. Journal Structural Engineering. 129(3). 286-296.
6. Instituto de la Construcción y Gerencia. (2006). Norma E.020 – Cargas. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima-Perú.
7. Instituto de la Construcción y Gerencia. (2018). Norma E.030 – 2016 – 2018 – Diseño Sismoresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima-Perú.
8. Instituto de la Construcción y Gerencia. (2006). Norma E.050 – Suelos y Cimentaciones. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima-Perú.
9. Instituto de la Construcción y Gerencia. (2009). Norma E.060 – Concreto Armado. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima-Perú.
10. Kurama, Y., Pessiki, S., Suase, R. y Lu, L. (1999). Seismic Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls. PCI Journal. DOI: 10.15554/pcij.05011999.72.89
11. Kurama, Y. (2002). Hybrid Post-Tensioned Precast Concrete Walls for Use in Seismic Regions. PCI Journal. 47(5). 36-59.
12. Kurama, Y., Pessiki, S., Suase, R. y Lu, L. (2002). Seismic Response Evaluation of Post-Tensioned Precast Walls. ACI Structural Journal, V. 99, No 5.
13. Kurama, Y. (2005). Seismic Design of Partially Post-Tensioned Precast Concrete Walls. PCI Journal. 50(4). 100-125.
14. Nawy, E. G. (2009). Prestressed Concrete a Fundamental Approach. New Jersey, EE.UU. Pearson Prentice Hall.

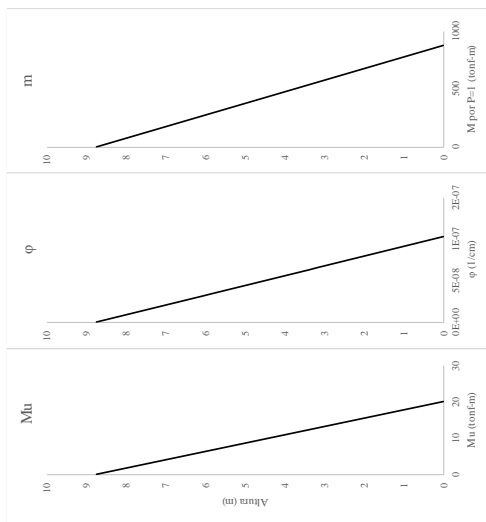
15. Nilson, A. H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Santa fe de Bogotá, Colombia. McGraw Hill Interamericana S.A.
16. Nilson, A. H. (2001). *Design of Prestressed Concrete*. Canadá. John Willey & Sons Inc.
17. Mohamed, N., Sabry, A., Benmokrane, B. Neale, K. (2014). Flexure and Shear Deformation of GFRP-Reinforced Shear Walls. *Journal of Composites for Construction*. DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000444.
18. Paulay, T. y Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. EE.UU. Wiley Intercience.
19. Park, R. y Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. University of Canterbury, Christchurch. New Zeland.
20. Perez, F., Pessiki, S. y Sauce, R. (2004). *Experimental and Analytical Lateral Load Response of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls*. Lehigh University. Bethlehem, EE.UU.
21. Perez, F., Pessiki, S. y Sauce, R. (2007). *Analytical and Experimental Lateral Behavior of Unbonded Posttensioned Precast Concrete Walls*. *Journal of Structural Engineering*. 133(11). 1531-1540.
22. Smith, B., Kurama, Y. (2009). *Design of Hybrid Precast Concrete Walls for Seismic Regions*. ASCE. Structures Congress 2009.
23. Smith, B., Kurama, Y. y McGinnis M. (2011). *Design and Measured Behavior of Hybrid Precast Concrete Wall Specimen for Seismic Regions*. *Journal of Structural Engineering*. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000327.
24. Smith, B. y Kurama, Y. (2012). *Seismic Design Guidelines for Special Hybrid Precast Concrete Shear Walls*. University of Notre Dame, Indiana.
25. Smith, B., Kurama, Y. y McGinnis M. (2013). *Behavior of Precast Concrete Shear Walls for Seismic Regions: Comparison of Hybrid and Emulative Specimens*. *Journal of Structural Engineering*. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000755.
26. Smith, B. y Kurama, Y. (2014). *Seismic design guidelines for solid and perfored hybrid precast concrete shear walls*. *PCI Journal*. 59(3):43-59.
27. Tavera Hernando. (2012). *Zonificación sísmica – geotécnica del área urbana de Carapongo Lurigancho – Chosica*. Instituto Geofísico del Perú.

ANEXOS



CÁLCULO PARA CARGA DE 2.29tonf

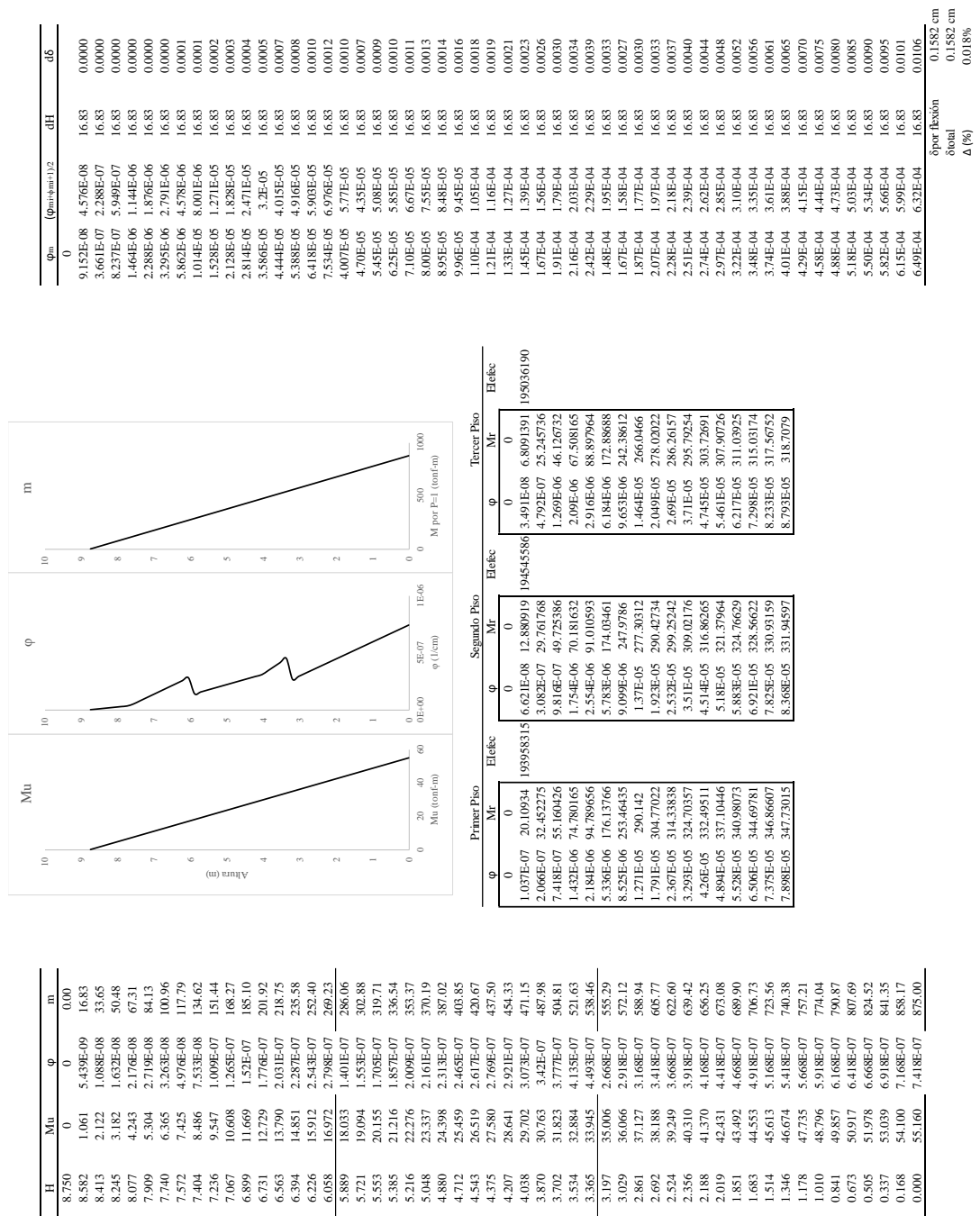
Qm	(Qm+Qm-1)/2	dH	d6
0	0		
3.33E-08	1.668E-08	16.83	0.0000
1.335E-07	8.341E-08	16.83	0.0000
3.003E-07	2.169E-07	16.83	0.0000
5.338E-07	4.171E-07	16.83	0.0000
8.341E-07	6.84E-07	16.83	0.0000
1.201E-06	1.018E-06	16.83	0.0000
1.635E-06	1.418E-06	16.83	0.0000
2.135E-06	1.885E-06	16.83	0.0000
2.703E-06	2.419E-06	16.83	0.0000
3.336E-06	3.019E-06	16.83	0.0001
4.037E-06	3.687E-06	16.83	0.0001
4.804E-06	4.421E-06	16.83	0.0001
5.639E-06	5.222E-06	16.83	0.0001
6.539E-06	6.089E-06	16.83	0.0001
7.507E-06	7.023E-06	16.83	0.0001
8.541E-06	8.024E-06	16.83	0.0001
9.667E-06	9.104E-06	16.83	0.0002
1.08E-05	1.03E-05	16.83	0.0002
1.21E-05	1.15E-05	16.83	0.0002
1.34E-05	1.27E-05	16.83	0.0002
1.48E-05	1.41E-05	16.83	0.0002
1.62E-05	1.55E-05	16.83	0.0003
1.77E-05	1.69E-05	16.83	0.0003
1.93E-05	1.85E-05	16.83	0.0003
2.09E-05	2.01E-05	16.83	0.0003
2.26E-05	2.18E-05	16.83	0.0004
2.44E-05	2.35E-05	16.83	0.0004
2.62E-05	2.53E-05	16.83	0.0004
2.81E-05	2.72E-05	16.83	0.0005
3.01E-05	2.91E-05	16.83	0.0005
3.21E-05	3.11E-05	16.83	0.0005
3.43E-05	3.32E-05	16.83	0.0006
3.65E-05	3.54E-05	16.83	0.0006
3.88E-05	3.77E-05	16.83	0.0006
4.11E-05	3.99E-05	16.83	0.0007
4.35E-05	4.23E-05	16.83	0.0007
4.59E-05	4.47E-05	16.83	0.0008
4.84E-05	4.72E-05	16.83	0.0008
5.10E-05	4.97E-05	16.83	0.0008
5.37E-05	5.24E-05	16.83	0.0009
5.64E-05	5.50E-05	16.83	0.0009
5.92E-05	5.78E-05	16.83	0.0010
6.20E-05	6.06E-05	16.83	0.0010
6.50E-05	6.35E-05	16.83	0.0011
6.79E-05	6.64E-05	16.83	0.0011
7.10E-05	6.95E-05	16.83	0.0012
7.41E-05	7.26E-05	16.83	0.0012
7.73E-05	7.57E-05	16.83	0.0013
8.06E-05	7.89E-05	16.83	0.0013
8.39E-05	8.22E-05	16.83	0.0014
8.73E-05	8.56E-05	16.83	0.0014
9.07E-05	8.90E-05	16.83	0.0015
		oper flexion	0.0264 cm
		decal	0.0264 cm
		Δ (%)	0.0033%



Primer Piso		Segundo Piso		Tercer Piso	
φ	Mr	φ	Mr	φ	Mr
1.037E-07	20.10934	6.621E-08	12.880919	3.491E-08	6.8091391
2.066E-07	32.452275	3.082E-07	29.761768	4.792E-07	25.245736
7.418E-07	55.160426	9.816E-07	49.725386	1.209E-06	46.126732
1.432E-06	74.780165	1.754E-06	70.181632	2.09E-06	67.508165
2.184E-06	94.789656	2.554E-06	91.016593	2.916E-06	88.897964
5.336E-06	176.13766	5.783E-06	174.03461	6.184E-06	172.88688
8.525E-06	253.46435	9.099E-06	247.9786	9.653E-06	242.38612
1.271E-05	290.142	1.37E-05	277.30312	1.464E-05	266.0466
1.791E-05	304.77022	1.923E-05	290.42734	2.049E-05	278.02022
2.367E-05	314.33838	2.532E-05	299.25242	2.69E-05	286.26157
3.293E-05	324.70357	3.31E-05	309.02176	3.71E-05	295.79254
4.26E-05	332.49511	4.314E-05	316.86265	4.745E-05	303.72691
4.894E-05	337.10446	5.18E-05	321.37964	5.461E-05	307.90726
5.528E-05	340.98073	5.883E-05	324.76629	6.217E-05	311.03925
6.506E-05	344.69781	6.921E-05	328.56622	7.298E-05	315.03174
7.375E-05	346.86607	7.825E-05	330.93159	8.233E-05	317.56752
7.898E-05	347.73015	8.368E-05	331.94597	8.793E-05	318.7079

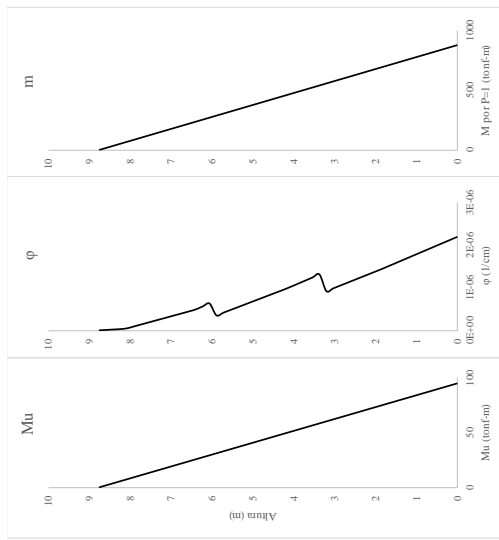
H	Mu	φ	m
8.750	0	0	0.00
8.832	0.387	1.983E-09	16.83
8.413	0.773	3.966E-09	33.65
8.245	1.160	5.948E-09	50.48
8.077	1.547	7.931E-09	67.31
7.909	1.934	9.914E-09	84.13
7.740	2.320	1.19E-08	100.96
7.572	2.707	1.388E-08	117.79
7.404	3.094	1.586E-08	134.62
7.236	3.480	1.785E-08	151.44
7.067	3.867	1.983E-08	168.27
6.899	4.254	2.181E-08	185.10
6.731	4.641	2.379E-08	201.92
6.563	5.027	2.578E-08	218.75
6.394	5.414	2.776E-08	235.58
6.226	5.801	2.974E-08	252.40
6.058	6.187	3.172E-08	269.23
5.889	6.574	3.379E-08	286.06
5.721	6.961	3.578E-08	302.88
5.553	7.348	3.777E-08	319.71
5.385	7.734	3.976E-08	336.54
5.216	8.121	4.174E-08	353.37
5.048	8.508	4.373E-08	370.19
4.880	8.895	4.572E-08	387.02
4.712	9.281	4.771E-08	403.85
4.543	9.668	4.97E-08	420.67
4.375	10.055	5.168E-08	437.50
4.207	10.441	5.367E-08	454.33
4.038	10.828	5.566E-08	471.15
3.870	11.215	5.765E-08	487.98
3.702	11.602	5.963E-08	504.81
3.534	11.988	6.162E-08	521.63
3.365	12.375	6.361E-08	538.46
3.197	12.762	6.58E-08	555.29
3.029	13.148	6.779E-08	572.12
2.861	13.535	6.978E-08	588.94
2.692	13.922	7.178E-08	605.77
2.524	14.309	7.377E-08	622.60
2.356	14.695	7.577E-08	639.42
2.188	15.082	7.776E-08	656.25
2.019	15.469	7.975E-08	673.08
1.851	15.855	8.175E-08	689.90
1.683	16.242	8.374E-08	706.73
1.514	16.629	8.573E-08	723.56
1.346	17.016	8.773E-08	740.38
1.178	17.402	8.972E-08	757.21
1.010	17.789	9.172E-08	774.04
0.841	18.176	9.371E-08	790.87
0.673	18.562	9.57E-08	807.69
0.505	18.949	9.77E-08	824.52
0.337	19.336	9.969E-08	841.35
0.168	19.723	1.017E-07	858.17
0.000	20.109	1.037E-07	875.00

CÁLCULO PARA CARGA DE 6.3tonf



CÁLCULO PARA CARGA DE 10.83tonf

H	Mu	φ	m	φ _m	(φ _m max+1)/2	dH	dδ
8,750	0	0	0,00	0			
8,582	1,823	9,346E-09	16,83	1,573E-07	7,864E-08	16,83	0,0000
8,413	3,646	1,869E-08	33,65	6,291E-07	3,932E-07	16,83	0,0000
8,245	5,469	2,804E-08	50,48	1,415E-06	1,022E-06	16,83	0,0000
8,077	7,292	4,654E-08	67,31	3,132E-06	2,274E-06	16,83	0,0000
7,909	9,114	9,047E-08	84,13	7,611E-06	5,372E-06	16,83	0,0001
7,740	10,937	1,344E-07	100,96	1,357E-05	1,059E-05	16,83	0,0002
7,572	12,760	1,788E-07	117,79	2,1E-05	1,729E-05	16,83	0,0003
7,404	14,583	2,232E-07	134,62	2,992E-05	2,546E-05	16,83	0,0004
7,236	16,406	2,662E-07	151,44	4,031E-05	3,511E-05	16,83	0,0006
7,067	18,229	3,101E-07	168,27	5,218E-05	4,625E-05	16,83	0,0008
6,899	20,052	3,54E-07	185,10	6,553E-05	5,886E-05	16,83	0,0010
6,731	21,875	3,98E-07	201,92	8,036E-05	7,294E-05	16,83	0,0012
6,563	23,697	4,419E-07	218,75	9,666E-05	8,851E-05	16,83	0,0015
6,394	25,520	4,896E-07	235,58	0,0001153	0,000106	16,83	0,0018
6,226	27,343	5,385E-07	252,40	0,000141	0,0001282	16,83	0,0022
6,058	29,166	6,274E-07	269,23	0,0001689	0,0001549	16,83	0,0026
5,889	30,989	3,496E-07	286,06	0,0001	0,0001345	16,83	0,0023
5,721	32,812	4,111E-07	302,88	1,25E-04	1,12E-04	16,83	0,0019
5,553	34,635	4,726E-07	319,71	1,51E-04	1,38E-04	16,83	0,0023
5,385	36,458	5,34E-07	336,54	1,80E-04	1,65E-04	16,83	0,0028
5,216	38,280	5,955E-07	353,37	2,10E-04	1,95E-04	16,83	0,0033
5,048	40,103	6,57E-07	370,19	2,43E-04	2,27E-04	16,83	0,0038
4,880	41,926	7,185E-07	387,02	2,78E-04	2,61E-04	16,83	0,0044
4,712	43,749	7,8E-07	403,85	3,15E-04	2,97E-04	16,83	0,0050
4,543	45,572	8,415E-07	420,67	3,54E-04	3,34E-04	16,83	0,0056
4,375	47,395	9,029E-07	437,50	3,95E-04	3,75E-04	16,83	0,0063
4,207	49,218	9,644E-07	454,33	4,38E-04	4,17E-04	16,83	0,0070
4,038	51,041	1,031E-06	471,15	4,86E-04	4,62E-04	16,83	0,0078
3,870	52,863	1,1E-06	487,98	5,37E-04	5,11E-04	16,83	0,0086
3,702	54,686	1,169E-06	504,81	5,90E-04	5,63E-04	16,83	0,0095
3,534	56,509	1,238E-06	521,63	6,46E-04	6,18E-04	16,83	0,0104
3,365	58,332	1,307E-06	538,46	7,04E-04	6,75E-04	16,83	0,0114
3,197	60,155	9,176E-07	555,29	7,64E-04	7,34E-04	16,83	0,0122
3,029	61,978	9,817E-07	572,12	8,26E-04	7,96E-04	16,83	0,0130
2,861	63,801	1,046E-06	588,94	8,90E-04	8,61E-04	16,83	0,0139
2,692	65,624	1,11E-06	605,77	9,57E-04	9,28E-04	16,83	0,0148
2,524	67,446	1,174E-06	622,60	1,028E-03	9,98E-04	16,83	0,0157
2,356	69,269	1,238E-06	639,42	1,101E-03	1,071E-03	16,83	0,0166
2,188	71,092	1,302E-06	656,25	1,176E-03	1,146E-03	16,83	0,0175
2,019	72,915	1,367E-06	673,08	1,254E-03	1,223E-03	16,83	0,0184
1,851	74,738	1,431E-06	689,90	1,334E-03	1,302E-03	16,83	0,0193
1,683	76,561	1,499E-06	706,73	1,416E-03	1,383E-03	16,83	0,0202
1,514	78,384	1,568E-06	723,56	1,501E-03	1,466E-03	16,83	0,0211
1,346	80,207	1,636E-06	740,38	1,588E-03	1,551E-03	16,83	0,0220
1,178	82,030	1,705E-06	757,21	1,678E-03	1,638E-03	16,83	0,0228
1,010	83,852	1,773E-06	774,04	1,768E-03	1,728E-03	16,83	0,0237
0,841	85,675	1,842E-06	790,87	1,860E-03	1,820E-03	16,83	0,0245
0,673	87,498	1,91E-06	807,69	1,954E-03	1,914E-03	16,83	0,0254
0,505	89,321	1,979E-06	824,52	2,050E-03	2,010E-03	16,83	0,0262
0,337	91,144	2,047E-06	841,35	2,148E-03	2,108E-03	16,83	0,0270
0,168	92,967	2,116E-06	858,17	2,248E-03	2,208E-03	16,83	0,0278
0,000	94,790	2,184E-06	875,00	2,349E-03	2,309E-03	16,83	0,0286



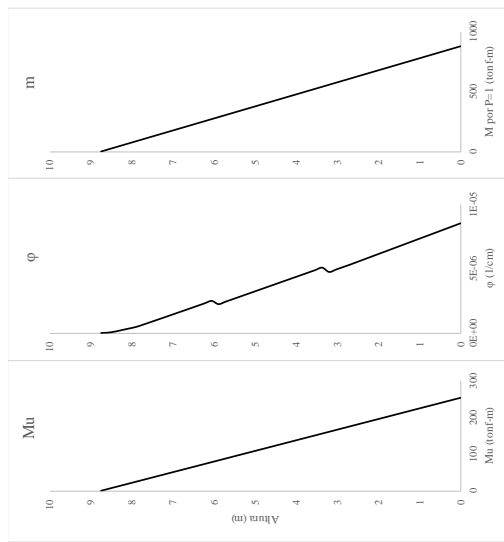
Primer Piso		Segundo Piso		Tercer Piso	
φ	Mr	φ	Mr	φ	Mr
0	0	0	0	0	0
1,037E-07	20,10934	6,621E-08	12,880919	3,491E-08	6,8091391
2,066E-07	32,452275	3,082E-07	29,761768	1,269E-06	46,126732
7,418E-07	55,160426	1,754E-06	70,181632	2,09E-06	67,508165
1,432E-06	74,780165	2,554E-06	91,010593	2,916E-06	88,897964
2,184E-06	94,789656	5,783E-06	174,03461	6,184E-06	172,88688
5,336E-06	176,13766	9,099E-06	247,9786	9,653E-06	242,28612
8,525E-06	253,46435	1,37E-05	277,30312	1,464E-05	266,0466
1,271E-05	290,142	1,923E-05	290,42734	2,049E-05	278,02022
1,791E-05	304,77022	2,532E-05	299,25242	2,69E-05	286,26157
2,367E-05	314,33838	3,31E-05	309,02176	3,71E-05	295,79254
3,293E-05	324,70357	4,514E-05	316,86265	4,745E-05	303,72691
4,26E-05	332,49511	5,18E-05	321,37964	5,461E-05	307,90726
4,894E-05	337,10446	5,883E-05	324,76629	6,217E-05	311,08925
5,528E-05	340,98073	6,921E-05	328,56622	7,298E-05	315,03174
6,506E-05	344,69781	7,375E-05	330,93159	8,233E-05	317,56752
7,375E-05	346,86607	8,368E-05	331,94597	8,793E-05	318,7079

δ por flexion total
 0,4783 cm
 0,055%
 Δ (%)

CÁLCULO PARA CARGA DE 28.96tonf

gn	$(g_{min}+g_{max})/2$	dH	d6
0	0	16.83	0.0000
4.205E-07	2.103E-07	16.83	0.0000
3.559E-06	1.99E-06	16.83	0.0000
1.127E-05	7.413E-06	16.83	0.0001
2.293E-05	1.71E-05	16.83	0.0003
3.855E-05	3.074E-05	16.83	0.0005
6.365E-05	5.11E-05	16.83	0.0009
9.596E-05	7.981E-05	16.83	0.0013
0.0001345	0.0001152	16.83	0.0019
0.0001792	0.0001568	16.83	0.0026
0.0002304	0.0002048	16.83	0.0034
0.0002881	0.0002592	16.83	0.0044
0.0003521	0.0003201	16.83	0.0054
0.0004224	0.0003872	16.83	0.0065
0.0004999	0.0004607	16.83	0.0078
0.0005822	0.0005406	16.83	0.0091
0.0006716	0.0006269	16.83	0.0105
0.0006641	0.0006563	16.83	0.0110
7.35E-04	6.88E-04	16.83	0.0116
8.36E-04	7.86E-04	16.83	0.0132
9.44E-04	8.90E-04	16.83	0.0150
1.06E-03	1.00E-03	16.83	0.0168
1.18E-03	1.12E-03	16.83	0.0188
1.31E-03	1.24E-03	16.83	0.0209
1.44E-03	1.37E-03	16.83	0.0231
1.58E-03	1.51E-03	16.83	0.0254
1.73E-03	1.65E-03	16.83	0.0278
1.88E-03	1.80E-03	16.83	0.0303
2.04E-03	1.96E-03	16.83	0.0329
2.20E-03	2.12E-03	16.83	0.0357
2.37E-03	2.29E-03	16.83	0.0385
2.55E-03	2.46E-03	16.83	0.0414
2.74E-03	2.64E-03	16.83	0.0445
2.63E-03	2.68E-03	16.83	0.0452
2.82E-03	2.73E-03	16.83	0.0459
3.02E-03	2.92E-03	16.83	0.0491
3.22E-03	3.12E-03	16.83	0.0524
3.43E-03	3.32E-03	16.83	0.0559
3.65E-03	3.54E-03	16.83	0.0596
3.88E-03	3.77E-03	16.83	0.0634
4.11E-03	4.00E-03	16.83	0.0673
4.36E-03	4.24E-03	16.83	0.0713
4.60E-03	4.48E-03	16.83	0.0754
4.86E-03	4.73E-03	16.83	0.0796
5.12E-03	4.99E-03	16.83	0.0840
5.39E-03	5.26E-03	16.83	0.0884
5.67E-03	5.53E-03	16.83	0.0930
5.95E-03	5.81E-03	16.83	0.0977
6.24E-03	6.09E-03	16.83	0.1025
6.53E-03	6.38E-03	16.83	0.1074
6.83E-03	6.68E-03	16.83	0.1125
7.14E-03	6.99E-03	16.83	0.1176
7.46E-03	7.30E-03	16.83	0.1229

$\delta_{por flexion}$ 2.0529 cm
 δ_{total} 2.0529 cm
 Δ (%) 0.235%

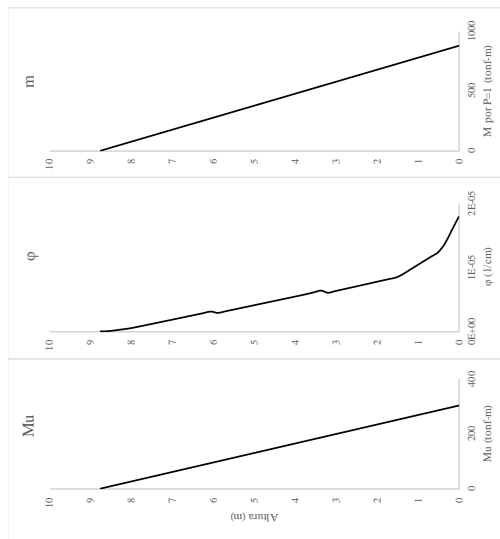


Primer Piso		Segundo Piso		Tercer Piso	
Etique	Mr	Etique	Mr	Etique	Mr
0	0	0	0	0	0
1.037E-07	20.10934	6.621E-08	12.880919	3.491E-08	6.8091391
2.066E-07	32.452275	3.082E-07	29.761768	4.792E-07	25.245736
7.418E-07	55.160426	9.816E-07	49.725386	1.269E-06	46.126732
1.432E-06	74.780165	1.754E-06	70.181632	2.09E-06	67.508165
2.184E-06	94.789656	2.554E-06	91.010593	2.916E-06	88.897964
5.336E-06	176.13766	5.783E-06	174.03461	6.184E-06	172.88688
8.525E-06	253.46435	9.099E-06	247.9786	9.653E-06	242.38612
1.271E-05	290.142	1.37E-05	277.30312	1.464E-05	266.0466
1.791E-05	304.77022	1.923E-05	290.42734	2.049E-05	278.02022
2.367E-05	314.33838	2.532E-05	299.25242	2.69E-05	286.26157
3.293E-05	324.70357	3.51E-05	309.02176	3.71E-05	295.79254
4.26E-05	332.49511	4.514E-05	316.86265	4.745E-05	303.72691
4.894E-05	337.10446	5.18E-05	321.57964	5.461E-05	307.90726
5.528E-05	340.98073	5.883E-05	324.76629	6.217E-05	311.03925
6.506E-05	344.69781	6.921E-05	328.56622	7.298E-05	315.03174
7.375E-05	346.86607	7.823E-05	330.93159	8.233E-05	317.56752
7.898E-05	347.73015	8.368E-05	331.94597	8.793E-05	318.7079

H	Mu	phi	m
8.750	0	0	0.00
8.582	4.874	2.499E-08	16.83
8.413	9.749	1.057E-07	33.65
8.245	14.623	2.232E-07	50.48
8.077	19.497	3.407E-07	67.31
7.909	24.372	4.581E-07	84.13
7.740	29.246	6.304E-07	100.96
7.572	34.120	8.147E-07	117.79
7.404	38.995	9.99E-07	134.62
7.236	43.869	1.183E-06	151.44
7.067	48.743	1.369E-06	168.27
6.899	53.617	1.556E-06	185.10
6.731	58.492	1.744E-06	201.92
6.563	63.366	1.931E-06	218.75
6.394	68.240	2.118E-06	235.58
6.226	73.115	2.306E-06	252.40
6.058	77.989	2.495E-06	269.23
5.889	82.863	2.241E-06	286.06
5.721	87.738	2.428E-06	302.88
5.553	92.612	2.616E-06	319.71
5.385	97.486	2.806E-06	336.54
5.216	102.361	2.995E-06	353.37
5.048	107.235	3.185E-06	370.19
4.880	112.109	3.374E-06	387.02
4.712	116.984	3.564E-06	403.85
4.543	121.858	3.754E-06	420.67
4.375	126.732	3.943E-06	437.50
4.207	131.606	4.133E-06	454.33
4.038	136.481	4.322E-06	471.15
3.870	141.355	4.512E-06	487.98
3.702	146.229	4.701E-06	504.81
3.534	151.104	4.891E-06	521.63
3.365	155.978	5.081E-06	538.46
3.197	160.852	4.744E-06	555.29
3.029	165.727	4.933E-06	572.12
2.861	170.601	5.122E-06	588.94
2.692	175.475	5.311E-06	605.77
2.524	180.350	5.51E-06	622.60
2.356	185.224	5.711E-06	639.42
2.188	190.098	5.912E-06	656.25
2.019	194.973	6.113E-06	673.08
1.851	199.847	6.314E-06	689.90
1.683	204.721	6.515E-06	706.73
1.514	209.596	6.716E-06	723.56
1.346	214.470	6.917E-06	740.38
1.178	219.344	7.118E-06	757.21
1.010	224.218	7.319E-06	774.04
0.841	229.093	7.52E-06	790.87
0.673	233.967	7.721E-06	807.69
0.505	238.841	7.922E-06	824.52
0.337	243.716	8.123E-06	841.35
0.168	248.590	8.324E-06	858.17
0.000	253.464	8.525E-06	875.00

CÁLCULO PARA CARGA DE 34.83tonf

H	Mu	φ	m	φ _m	(gmm/min)1/2	dH	d6
8.750	0	0	0.00	0			
8.582	5.861	3.005E-08	16.83	5.057E-07	2.528E-07	16.83	0.0000
8.413	11.722	1.533E-07	33.65	5.159E-06	2.832E-06	16.83	0.0000
8.245	17.583	2.945E-07	50.48	1.487E-05	1.001E-05	16.83	0.0002
8.077	23.444	4.358E-07	67.31	2.933E-05	2.21E-05	16.83	0.0004
7.909	29.305	6.327E-07	84.13	5.232E-05	4.128E-05	16.83	0.0007
7.740	35.166	8.542E-07	100.96	8.625E-05	6.974E-05	16.83	0.0012
7.572	41.027	1.076E-06	117.79	0.0001267	0.0001065	16.83	0.0018
7.404	46.888	1.298E-06	134.62	0.0001747	0.0001507	16.83	0.0025
7.236	52.749	1.523E-06	151.44	0.0002307	0.0002027	16.83	0.0034
7.067	58.610	1.748E-06	168.27	0.0002942	0.0002624	16.83	0.0044
6.899	64.471	1.973E-06	185.10	0.0003653	0.0003297	16.83	0.0055
6.731	70.332	2.199E-06	201.92	0.0004444	0.0004047	16.83	0.0068
6.563	76.193	2.425E-06	218.75	0.0005305	0.0004873	16.83	0.0082
6.394	82.054	2.651E-06	235.58	0.0006246	0.0005776	16.83	0.0097
6.226	87.914	2.878E-06	252.40	0.0007265	0.0006755	16.83	0.0114
6.058	93.775	3.105E-06	269.23	0.0008361	0.0007812	16.83	0.0131
5.889	99.636	3.332E-06	286.06	0.0009526	0.0008931	16.83	0.0149
5.721	105.497	3.559E-06	302.88	0.0010764	0.0010119	16.83	0.0169
5.553	111.358	3.786E-06	319.71	0.0012073	0.0011483	16.83	0.0191
5.385	117.219	4.013E-06	336.54	0.0013453	0.0012924	16.83	0.0214
5.216	123.080	4.240E-06	353.37	0.0014903	0.0014433	16.83	0.0238
5.048	128.941	4.467E-06	370.19	0.0016423	0.0016012	16.83	0.0264
4.880	134.802	4.694E-06	387.02	0.0018013	0.0017661	16.83	0.0291
4.712	140.663	4.921E-06	403.85	0.0019673	0.0019380	16.83	0.0319
4.544	146.524	5.148E-06	420.67	0.0021403	0.0021166	16.83	0.0349
4.375	152.385	5.375E-06	437.50	0.0023203	0.0023019	16.83	0.0379
4.207	158.246	5.602E-06	454.33	0.0025073	0.0024849	16.83	0.0411
4.038	164.107	5.829E-06	471.15	0.0027013	0.0026749	16.83	0.0445
3.870	169.968	6.056E-06	487.98	0.0029023	0.0028709	16.83	0.0480
3.702	175.829	6.283E-06	504.81	0.0031103	0.0030729	16.83	0.0518
3.534	181.690	6.510E-06	521.63	0.0033253	0.0032809	16.83	0.0558
3.365	187.551	6.737E-06	538.46	0.0035473	0.0034949	16.83	0.0597
3.197	193.412	6.964E-06	555.29	0.0037763	0.0037149	16.83	0.0637
3.029	199.273	7.191E-06	572.12	0.0040123	0.0039409	16.83	0.0677
2.861	205.134	7.418E-06	588.94	0.0042543	0.0041729	16.83	0.0717
2.692	210.995	7.645E-06	605.77	0.0045023	0.0044109	16.83	0.0758
2.524	216.856	7.872E-06	622.60	0.0047563	0.0046549	16.83	0.0804
2.356	222.717	8.100E-06	639.42	0.0050163	0.0049049	16.83	0.0852
2.188	228.578	8.327E-06	656.25	0.0052823	0.0051609	16.83	0.0902
2.019	234.439	8.554E-06	673.08	0.0055543	0.0054229	16.83	0.0952
1.851	240.300	8.781E-06	689.90	0.0058323	0.0056909	16.83	0.1004
1.683	246.161	9.008E-06	706.73	0.0061163	0.0059649	16.83	0.1078
1.514	252.022	9.235E-06	723.56	0.0064063	0.0062449	16.83	0.1180
1.346	257.882	9.462E-06	740.38	0.0067023	0.0065309	16.83	0.1293
1.178	263.743	9.689E-06	757.21	0.0070043	0.0068229	16.83	0.1410
1.010	269.604	9.916E-06	774.04	0.0073123	0.0071209	16.83	0.1530
0.841	275.465	1.014E-05	790.87	0.0076263	0.0074249	16.83	0.1654
0.673	281.326	1.032E-05	807.69	0.0079463	0.0077349	16.83	0.1832
0.505	287.187	1.238E-05	824.52	0.0082723	0.0080509	16.83	0.2116
0.337	293.048	1.375E-05	841.35	0.0086043	0.0083729	16.83	0.2462
0.168	298.909	1.583E-05	858.17	0.0089423	0.0087009	16.83	0.2803
0.000	304.770	1.791E-05	875.00	0.0092863	0.0090349	16.83	0.3298

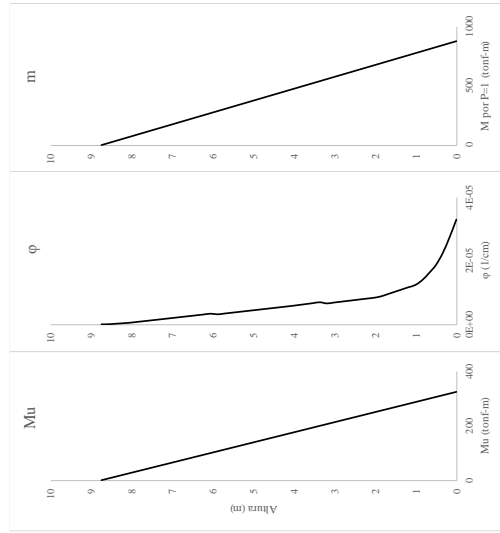


Primer Piso		Segundo Piso		Tercer Piso	
φ	Mr	φ	Mr	φ	Mr
1.037E-07	20.10934	6.621E-08	12.880919	3.491E-08	6.8091391
2.066E-07	32.452275	3.082E-07	29.761768	4.792E-07	25.245736
7.418E-07	55.160426	9.816E-07	49.725386	1.269E-06	46.126732
1.432E-06	74.780163	1.754E-06	70.181632	2.09E-06	67.508165
2.184E-06	94.789656	2.554E-06	91.010593	2.916E-06	88.897964
5.336E-06	176.13766	5.783E-06	174.03461	6.184E-06	172.88688
8.525E-06	253.46435	9.099E-06	247.9786	9.653E-06	242.38612
1.271E-05	290.142	1.37E-05	277.30312	1.464E-05	266.0466
1.791E-05	304.77022	1.923E-05	290.42734	2.049E-05	278.02022
2.367E-05	314.33838	2.532E-05	299.25242	2.69E-05	286.26157
3.293E-05	324.70357	3.51E-05	309.02176	3.71E-05	295.79254
4.26E-05	332.49511	4.514E-05	316.86265	4.745E-05	303.72691
4.894E-05	337.10446	5.18E-05	321.37964	5.461E-05	307.90726
5.528E-05	340.98073	5.883E-05	324.76629	6.217E-05	311.03925
6.506E-05	344.69781	6.921E-05	328.56622	7.298E-05	315.03174
7.375E-05	346.86607	7.823E-05	330.93159	8.233E-05	317.56752
7.898E-05	347.73015	8.368E-05	331.94597	8.793E-05	318.7079

Spur flexión
δtotal
Δ (%)

CÁLCULO PARA CARGA DE 37.11tonf

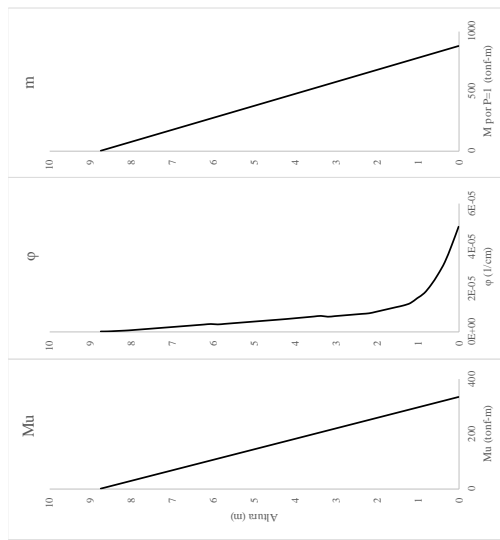
H	Mu	φ	m	Mu	φ	m	g _m	(g _m +g _{m+1})/2	dH	d6
8.750	0	0.00	0.00	0	0	0	5.387E-07	2.694E-07	16.83	0.0000
8.582	6.244	3.202E-08	16.83	0	0	0	5.781E-06	3.16E-06	16.83	0.0001
8.413	12.489	1.718E-07	33.66	0	0	0	1.627E-05	1.102E-05	16.83	0.0002
8.245	18.733	3.223E-07	50.48	0	0	0	3.182E-05	2.404E-05	16.83	0.0004
8.077	24.977	4.727E-07	67.31	0	0	0	5.933E-05	4.557E-05	16.83	0.0008
7.909	31.221	7.051E-07	84.13	0	0	0	9.502E-05	7.171E-05	16.83	0.0013
7.740	37.466	9.412E-07	100.96	0	0	0	0.0001387	0.0001168	16.83	0.0020
7.572	43.710	1.177E-06	117.79	0	0	0	0.0001906	0.0001646	16.83	0.0028
7.404	49.954	1.416E-06	134.62	0	0	0	0.0002507	0.0002206	16.83	0.0037
7.236	56.199	1.656E-06	151.44	0	0	0	0.000319	0.0002848	16.83	0.0048
7.067	62.443	1.896E-06	168.27	0	0	0	0.0003953	0.0003571	16.83	0.0060
6.899	68.687	2.136E-06	185.10	0	0	0	0.0004799	0.0004376	16.83	0.0074
6.731	74.932	2.377E-06	201.92	0	0	0	0.0005726	0.0005262	16.83	0.0089
6.563	81.176	2.618E-06	218.75	0	0	0	0.0006734	0.000623	16.83	0.0105
6.394	87.420	2.859E-06	235.58	0	0	0	0.0007827	0.0007281	16.83	0.0123
6.226	93.664	3.101E-06	252.40	0	0	0	0.0009003	0.0008415	16.83	0.0142
6.058	99.909	3.344E-06	269.23	0	0	0	0.0009899	0.0008997	16.83	0.0151
5.889	106.153	3.143E-06	286.06	0	0	0	1.03E-03	9.62E-04	16.83	0.0162
5.721	112.397	3.386E-06	302.88	0	0	0	1.16E-03	1.09E-03	16.83	0.0184
5.553	118.642	3.628E-06	319.71	0	0	0	1.30E-03	1.23E-03	16.83	0.0207
5.385	124.886	3.871E-06	336.54	0	0	0	1.45E-03	1.38E-03	16.83	0.0232
5.216	131.130	4.114E-06	353.37	0	0	0	1.61E-03	1.53E-03	16.83	0.0258
5.048	137.375	4.357E-06	370.19	0	0	0	1.78E-03	1.70E-03	16.83	0.0285
4.880	143.619	4.6E-06	387.02	0	0	0	1.96E-03	1.87E-03	16.83	0.0314
4.712	149.863	4.843E-06	403.85	0	0	0	2.14E-03	2.05E-03	16.83	0.0345
4.543	156.107	5.086E-06	420.67	0	0	0	2.33E-03	2.24E-03	16.83	0.0376
4.375	162.352	5.328E-06	437.50	0	0	0	2.53E-03	2.43E-03	16.83	0.0409
4.207	168.596	5.571E-06	454.33	0	0	0	2.74E-03	2.64E-03	16.83	0.0444
4.038	174.840	5.819E-06	471.15	0	0	0	2.98E-03	2.86E-03	16.83	0.0481
3.870	181.085	6.099E-06	487.98	0	0	0	3.22E-03	3.10E-03	16.83	0.0521
3.702	187.329	6.379E-06	504.81	0	0	0	3.47E-03	3.33E-03	16.83	0.0563
3.534	193.573	6.659E-06	521.63	0	0	0	3.74E-03	3.60E-03	16.83	0.0607
3.365	199.818	6.939E-06	538.46	0	0	0	3.95E-03	3.69E-03	16.83	0.0621
3.197	206.062	6.57E-06	555.29	0	0	0	3.91E-03	3.78E-03	16.83	0.0636
3.029	212.306	6.828E-06	572.12	0	0	0	4.17E-03	4.04E-03	16.83	0.0680
2.861	218.550	7.085E-06	588.94	0	0	0	4.45E-03	4.31E-03	16.83	0.0725
2.692	224.795	7.343E-06	605.77	0	0	0	4.73E-03	4.59E-03	16.83	0.0772
2.524	231.039	7.6E-06	622.60	0	0	0	5.02E-03	4.88E-03	16.83	0.0821
2.356	237.283	7.858E-06	639.42	0	0	0	5.33E-03	5.17E-03	16.83	0.0871
2.188	243.528	8.115E-06	656.25	0	0	0	5.64E-03	5.48E-03	16.83	0.0922
2.019	249.772	8.373E-06	673.08	0	0	0	6.08E-03	5.86E-03	16.83	0.0986
1.851	256.016	8.616E-06	689.90	0	0	0	6.73E-03	6.41E-03	16.83	0.1078
1.683	262.261	9.529E-06	706.73	0	0	0	7.41E-03	7.07E-03	16.83	0.1190
1.514	268.505	1.024E-05	723.56	0	0	0	8.11E-03	7.76E-03	16.83	0.1306
1.346	274.749	1.096E-05	740.38	0	0	0	8.84E-03	8.47E-03	16.83	0.1426
1.178	280.993	1.167E-05	757.21	0	0	0	9.58E-03	9.21E-03	16.83	0.1550
1.010	287.238	1.238E-05	774.04	0	0	0	1.10E-02	1.03E-02	16.83	0.1731
0.841	293.482	1.39E-05	790.87	0	0	0	1.30E-02	1.20E-02	16.83	0.2020
0.673	299.726	1.612E-05	807.69	0	0	0	1.54E-02	1.42E-02	16.83	0.2388
0.505	305.971	1.864E-05	824.52	0	0	0	1.88E-02	1.77E-02	16.83	0.2878
0.337	312.215	2.239E-05	841.35	0	0	0	2.35E-02	2.12E-02	16.83	0.3560
0.168	318.459	2.735E-05	858.17	0	0	0	2.88E-02	2.61E-02	16.83	0.4399
0.000	324.704	3.293E-05	875.00	0	0	0				
δpor flexión										
3.6851 cm										
δtotal										
3.6851 cm										
Δ (%)										
0.421%										



Primer Piso		Segundo Piso		Tercer Piso	
φ	Mr	φ	Mr	φ	Mr
1.037E-07	20.10934	6.621E-08	12.889019	3.491E-08	6.8091391
2.066E-07	32.452275	9.816E-07	49.725386	1.269E-06	46.126732
7.418E-07	55.160426	1.754E-06	70.181632	2.09E-06	67.508165
1.432E-06	74.780165	2.554E-06	91.010593	2.916E-06	88.897964
2.184E-06	94.789656	5.783E-06	174.03461	6.184E-06	172.88688
5.336E-06	176.13766	9.099E-06	247.9786	9.653E-06	242.38612
8.525E-06	253.46435	1.37E-05	277.30312	1.464E-05	266.0466
1.271E-05	290.142	1.923E-05	290.42734	2.049E-05	278.02022
1.791E-05	304.77022	2.532E-05	299.25242	2.69E-05	286.26157
2.367E-05	314.33838	3.31E-05	309.02176	3.71E-05	295.79254
3.293E-05	324.70357	4.514E-05	316.86265	4.745E-05	303.72691
4.26E-05	332.49511	5.18E-05	321.37964	5.461E-05	307.90726
4.894E-05	337.10446	5.883E-05	324.76629	6.217E-05	311.03925
5.528E-05	340.9873	6.921E-05	328.56622	7.298E-05	315.03174
6.506E-05	344.69781	7.825E-05	330.93159	8.233E-05	317.56752
7.375E-05	346.86607	8.368E-05	331.94597	8.793E-05	318.7079

CÁLCULO PARA CARGA DE 38.52tonf

H	Mu	φ	m	φ _m	(φ _m - φ _{m+1}) ^{1/2}	dH	dδ
8750	0	0,00	0,00	0			
8582	6,483	3,324E-08	16,83	5,593E-07	2,797E-07	16,83	0,0000
8413	12,966	1,833E-07	33,65	6,168E-06	3,364E-06	16,83	0,0001
8245	19,448	3,395E-07	50,48	1,714E-05	1,165E-05	16,83	0,0002
8077	25,931	5,051E-07	67,31	3,4E-05	2,557E-05	16,83	0,0004
7909	32,414	7,502E-07	84,13	6,312E-05	4,856E-05	16,83	0,0008
7740	38,897	9,953E-07	100,96	0,0001005	8,18E-05	16,83	0,0014
7572	45,379	1,24E-06	117,79	0,0001461	0,0001233	16,83	0,0021
7404	51,862	1,489E-06	134,62	0,0002004	0,0001733	16,83	0,0029
7236	58,345	1,738E-06	151,44	0,0002632	0,0002318	16,83	0,0039
7067	64,828	1,987E-06	168,27	0,0003344	0,0002988	16,83	0,0050
6899	71,311	2,237E-06	185,10	0,000414	0,0003742	16,83	0,0063
6731	77,793	2,487E-06	201,92	0,0005022	0,0004581	16,83	0,0077
6563	84,276	2,737E-06	218,75	0,0005988	0,0005505	16,83	0,0093
6394	90,759	2,988E-06	235,58	0,0007039	0,0006513	16,83	0,0110
6226	97,242	3,24E-06	252,40	0,0008179	0,0007609	16,83	0,0128
6058	103,724	3,493E-06	269,23	0,0009403	0,0008791	16,83	0,0148
5889	110,207	3,73E-06	286,06	0,0009441	0,0009422	16,83	0,0159
5721	116,690	3,553E-06	302,88	1,08E-03	1,01E-03	16,83	0,0170
5553	123,173	3,805E-06	319,71	1,22E-03	1,15E-03	16,83	0,0193
5385	129,656	4,057E-06	336,54	1,37E-03	1,29E-03	16,83	0,0217
5216	136,138	4,309E-06	353,37	1,52E-03	1,44E-03	16,83	0,0243
5048	142,621	4,561E-06	370,19	1,69E-03	1,61E-03	16,83	0,0270
4880	149,104	4,813E-06	387,02	1,86E-03	1,78E-03	16,83	0,0299
4712	155,587	5,065E-06	403,85	2,05E-03	1,95E-03	16,83	0,0329
4543	162,069	5,317E-06	420,67	2,24E-03	2,14E-03	16,83	0,0360
4375	168,552	5,57E-06	437,50	2,44E-03	2,34E-03	16,83	0,0393
4207	175,035	5,828E-06	454,33	2,65E-03	2,54E-03	16,83	0,0428
4038	181,518	6,118E-06	471,15	2,88E-03	2,77E-03	16,83	0,0465
3870	188,001	6,409E-06	487,98	3,13E-03	3,01E-03	16,83	0,0506
3702	194,483	6,7E-06	504,81	3,38E-03	3,25E-03	16,83	0,0548
3534	200,966	6,991E-06	521,63	3,65E-03	3,51E-03	16,83	0,0591
3365	207,449	7,281E-06	538,46	3,92E-03	3,78E-03	16,83	0,0637
3197	213,932	7,572E-06	555,29	4,21E-03	4,06E-03	16,83	0,0685
3029	220,414	7,863E-06	572,12	4,51E-03	4,36E-03	16,83	0,0733
2861	226,897	8,154E-06	588,94	4,82E-03	4,66E-03	16,83	0,0781
2692	233,380	8,445E-06	605,77	5,14E-03	4,97E-03	16,83	0,0830
2524	239,863	8,736E-06	622,60	5,47E-03	5,29E-03	16,83	0,0880
2356	246,346	9,027E-06	639,42	5,81E-03	5,62E-03	16,83	0,0931
2188	252,828	9,318E-06	656,25	6,16E-03	5,96E-03	16,83	0,0982
2019	259,311	9,609E-06	673,08	6,52E-03	6,31E-03	16,83	0,1034
1851	265,794	9,900E-06	689,90	6,88E-03	6,66E-03	16,83	0,1087
1683	272,277	1,017E-05	706,73	7,25E-03	7,02E-03	16,83	0,1141
1514	278,759	1,141E-05	723,56	7,63E-03	7,39E-03	16,83	0,1195
1346	285,242	1,215E-05	740,38	8,02E-03	7,77E-03	16,83	0,1250
1178	291,725	1,289E-05	757,21	8,42E-03	8,16E-03	16,83	0,1305
1010	298,208	1,358E-05	774,04	8,83E-03	8,56E-03	16,83	0,1360
841	304,691	1,428E-05	790,87	9,25E-03	8,97E-03	16,83	0,1415
673	311,173	1,498E-05	807,69	9,68E-03	9,39E-03	16,83	0,1470
505	317,656	1,568E-05	824,52	1,01E-02	9,82E-03	16,83	0,1525
337	324,139	1,638E-05	841,35	1,04E-02	1,01E-02	16,83	0,1580
0,168	330,622	1,708E-05	858,17	1,07E-02	1,04E-02	16,83	0,1635
0,000	337,104	1,778E-05	875,00	1,10E-02	1,07E-02	16,83	0,1690



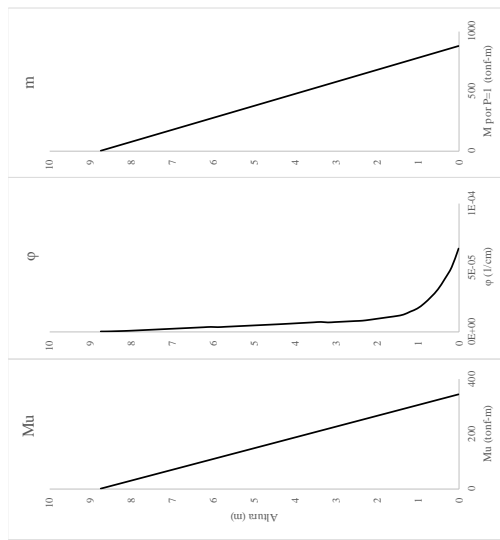
Primer Piso		Segundo Piso		Tercer Piso	
φ	Mr	φ	Mr	φ	Mr
1,037E-07	20,10934	6,621E-08	12,880919	3,491E-08	6,8091391
2,066E-07	32,452275	3,082E-07	29,761768	4,792E-07	25,245736
7,418E-07	55,160426	9,816E-07	49,725386	1,269E-06	46,126732
1,432E-06	74,780165	1,754E-06	70,181632	2,09E-06	67,508165
2,184E-06	94,789656	2,554E-06	91,010593	2,916E-06	88,897964
5,336E-06	176,13766	5,783E-06	174,03461	6,184E-06	172,88688
8,525E-06	253,46435	9,099E-06	247,9786	9,653E-06	242,38612
1,271E-05	290,142	1,37E-05	277,30312	1,464E-05	266,0466
1,791E-05	304,77022	1,923E-05	290,42734	2,049E-05	278,02022
2,367E-05	314,33838	2,532E-05	299,25242	2,69E-05	286,26157
3,293E-05	324,70357	3,51E-05	309,02176	3,71E-05	295,79254
4,26E-05	332,49511	4,514E-05	316,86265	4,745E-05	303,72691
4,894E-05	337,10446	5,18E-05	321,37964	5,461E-05	307,90726
5,528E-05	340,98073	5,883E-05	324,76629	6,217E-05	311,03925
6,506E-05	344,69781	6,921E-05	328,56622	7,298E-05	315,03174
7,375E-05	346,86607	7,825E-05	330,93159	8,233E-05	317,56752
7,898E-05	347,73015	8,368E-05	331,94597	8,793E-05	318,7079

δ por flexión
δ total
Δ (%)

4,5566 cm
4,5566 cm
0,521%

CÁLCULO PARA CARGA DE 39.39tonf

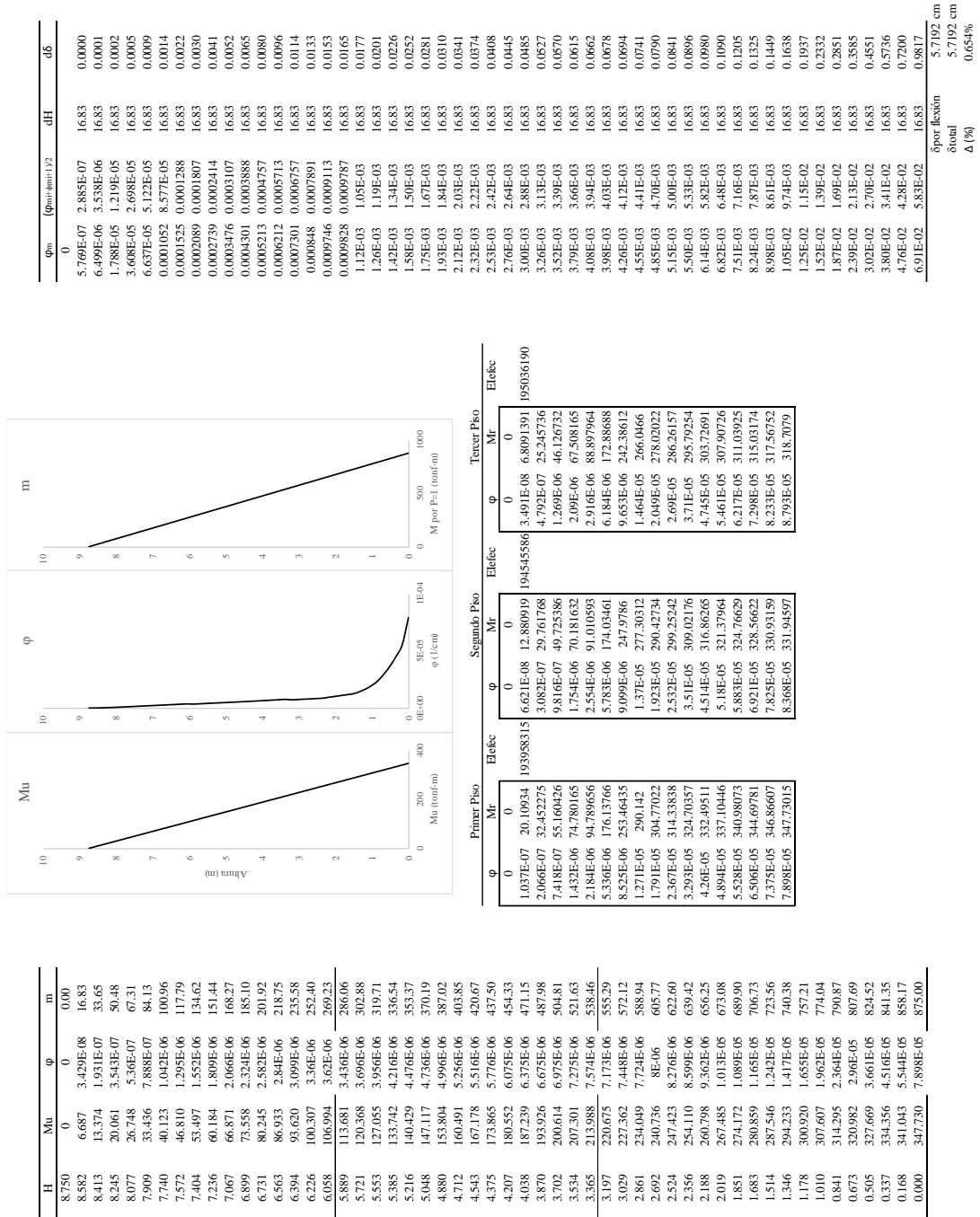
H	Mu	φ	m	φ _m	(φ _m - φ _{m+1}) ^{1/2}	dH	dδ
8750	0	0,00	0,00	0			
8582	6,629	3,99E-08	16,83	5,719E-07	2,86E-07	16,83	0,0000
8413	13,258	1,903E-07	33,65	6,405E-06	3,488E-06	16,83	0,0001
8245	19,886	3,501E-07	50,48	1,767E-05	1,204E-05	16,83	0,0002
8077	26,515	5,272E-07	67,31	3,548E-05	2,658E-05	16,83	0,0004
7909	33,144	7,778E-07	84,13	6,544E-05	5,046E-05	16,83	0,0008
7740	39,773	1,028E-06	100,96	0,0001038	8,463E-05	16,83	0,0014
7572	46,402	1,279E-06	117,79	0,0001507	0,0001273	16,83	0,0021
7404	53,030	1,534E-06	134,62	0,0002065	0,0001786	16,83	0,0030
7236	59,659	1,789E-06	151,44	0,0002709	0,0002387	16,83	0,0040
7067	66,288	2,043E-06	168,27	0,0003438	0,0003073	16,83	0,0052
6899	72,917	2,299E-06	185,10	0,0004255	0,0003847	16,83	0,0065
6731	79,546	2,555E-06	201,92	0,0005159	0,0004707	16,83	0,0079
6563	86,174	2,811E-06	218,75	0,0006148	0,0005563	16,83	0,0095
6394	92,803	3,068E-06	235,58	0,0007227	0,0006687	16,83	0,0113
6226	99,432	3,326E-06	252,40	0,0008394	0,000781	16,83	0,0131
6058	106,061	3,583E-06	269,23	0,0009648	0,0009021	16,83	0,0152
5889	112,690	3,839E-06	286,06	0,00099717	0,0009683	16,83	0,0163
5721	119,318	4,095E-06	302,88	1,11E-03	1,04E-03	16,83	0,0175
5553	125,947	4,351E-06	319,71	1,25E-03	1,18E-03	16,83	0,0198
5385	132,576	4,607E-06	336,54	1,40E-03	1,33E-03	16,83	0,0223
5216	139,205	4,863E-06	353,37	1,56E-03	1,48E-03	16,83	0,0250
5048	145,834	5,119E-06	370,19	1,73E-03	1,65E-03	16,83	0,0278
4880	152,462	5,375E-06	387,02	1,91E-03	1,82E-03	16,83	0,0307
4712	159,091	5,631E-06	403,85	2,10E-03	2,01E-03	16,83	0,0338
4543	165,720	5,887E-06	420,67	2,30E-03	2,20E-03	16,83	0,0370
4375	172,349	6,143E-06	437,50	2,50E-03	2,40E-03	16,83	0,0404
4207	178,978	6,399E-06	454,33	2,73E-03	2,61E-03	16,83	0,0440
4038	185,607	6,655E-06	471,15	2,97E-03	2,85E-03	16,83	0,0479
3870	192,235	6,911E-06	487,98	3,22E-03	3,09E-03	16,83	0,0521
3702	198,864	7,167E-06	504,81	3,48E-03	3,35E-03	16,83	0,0564
3534	205,493	7,423E-06	521,63	3,75E-03	3,62E-03	16,83	0,0609
3365	212,122	7,679E-06	538,46	4,03E-03	3,89E-03	16,83	0,0655
3197	218,751	7,935E-06	555,29	4,32E-03	4,18E-03	16,83	0,0671
3029	225,379	8,191E-06	572,12	4,62E-03	4,48E-03	16,83	0,0686
2861	232,008	8,447E-06	588,94	4,93E-03	4,79E-03	16,83	0,0733
2692	238,637	8,703E-06	605,77	5,25E-03	5,11E-03	16,83	0,0782
2524	245,266	8,959E-06	622,60	5,58E-03	5,45E-03	16,83	0,0832
2356	251,895	9,215E-06	639,42	5,92E-03	5,80E-03	16,83	0,0884
2188	258,523	9,471E-06	656,25	6,27E-03	6,16E-03	16,83	0,0958
2019	265,152	9,727E-06	673,08	6,63E-03	6,53E-03	16,83	0,1061
1851	271,781	9,983E-06	689,90	7,00E-03	6,91E-03	16,83	0,1175
1683	278,410	1,024E-05	706,73	7,39E-03	7,30E-03	16,83	0,1292
1514	285,039	1,065E-05	723,56	7,79E-03	7,62E-03	16,83	0,1415
1346	291,667	1,106E-05	740,38	8,20E-03	8,05E-03	16,83	0,1564
1178	298,296	1,147E-05	757,21	8,62E-03	8,49E-03	16,83	0,1820
1010	304,925	1,188E-05	774,04	9,05E-03	8,94E-03	16,83	0,2167
841	311,554	1,229E-05	790,87	9,49E-03	9,40E-03	16,83	0,2656
673	318,183	1,270E-05	807,69	9,94E-03	9,87E-03	16,83	0,3305
505	324,811	1,311E-05	824,52	1,04E-02	1,03E-02	16,83	0,4135
337	331,440	1,352E-05	841,35	1,09E-02	1,08E-02	16,83	0,5216
168	338,069	1,393E-05	858,17	1,14E-02	1,13E-02	16,83	0,6570
0,000	344,698	1,434E-05	875,00	1,19E-02	1,18E-02	16,83	0,8437



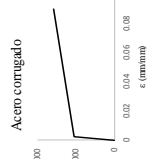
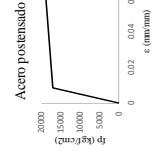
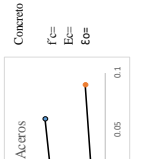
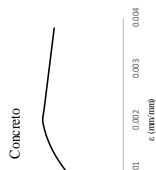
Primer Piso		Segundo Piso		Tercer Piso	
φ	Mr	φ	Mr	φ	Mr
1,037E-07	20,10934	6,621E-08	12,880919	3,491E-08	6,8091391
2,066E-07	32,452275	3,082E-07	29,761768	4,792E-07	25,245736
7,418E-07	55,160426	9,816E-07	49,725386	1,269E-06	46,126732
1,432E-06	74,780165	1,754E-06	70,181632	2,09E-06	67,508165
2,184E-06	94,789656	2,554E-06	91,010593	2,916E-06	88,897964
5,336E-06	176,13766	5,783E-06	174,03461	6,184E-06	172,88688
8,525E-06	253,46435	9,099E-06	247,9786	9,653E-06	242,38612
1,271E-05	290,142	1,37E-05	277,30312	1,464E-05	266,0466
1,791E-05	304,77022	1,923E-05	290,42734	2,049E-05	278,02022
2,367E-05	314,33838	2,532E-05	299,25242	2,69E-05	286,26157
3,293E-05	324,70357	3,51E-05	309,02176	3,71E-05	295,79254
4,26E-05	332,49511	4,514E-05	316,86265	4,745E-05	303,72691
4,894E-05	337,10446	5,18E-05	321,37964	5,461E-05	307,90726
5,528E-05	340,98073	5,883E-05	324,76629	6,217E-05	311,03925
6,506E-05	344,69781	6,921E-05	328,56622	7,298E-05	315,03174
7,375E-05	346,86607	7,825E-05	330,93159	8,233E-05	317,56752
7,898E-05	347,73015	8,368E-05	331,94597	8,793E-05	318,7079

δ por flexión
 total
 Δ (%)

CÁLCULO PARA CARGA DE 39.74tonf



ANEXO N°2: ANÁLISIS DE PLACA HÍBRIDA



MATERIALES
Acero Corrugado: E= 200000 kgf/cm²
E= 0
0.0021 4200 kgf/cm² 2000000 kgf/cm²
0.09 6500 kgf/cm² 23891 kgf/cm²

Acero postensado: E= 195000 kgf/cm²
E= 0
0.00853632 17010 kgf/cm² 1950000 kgf/cm²
0.06 1890 kgf/cm² 38272 kgf/cm²

Acero corrugado: E= 65066666.67 kgf/cm²
E= 0
45° 0.79 rad
65066666.67 kgf/cm²
1.66E+10 tonf/cm²

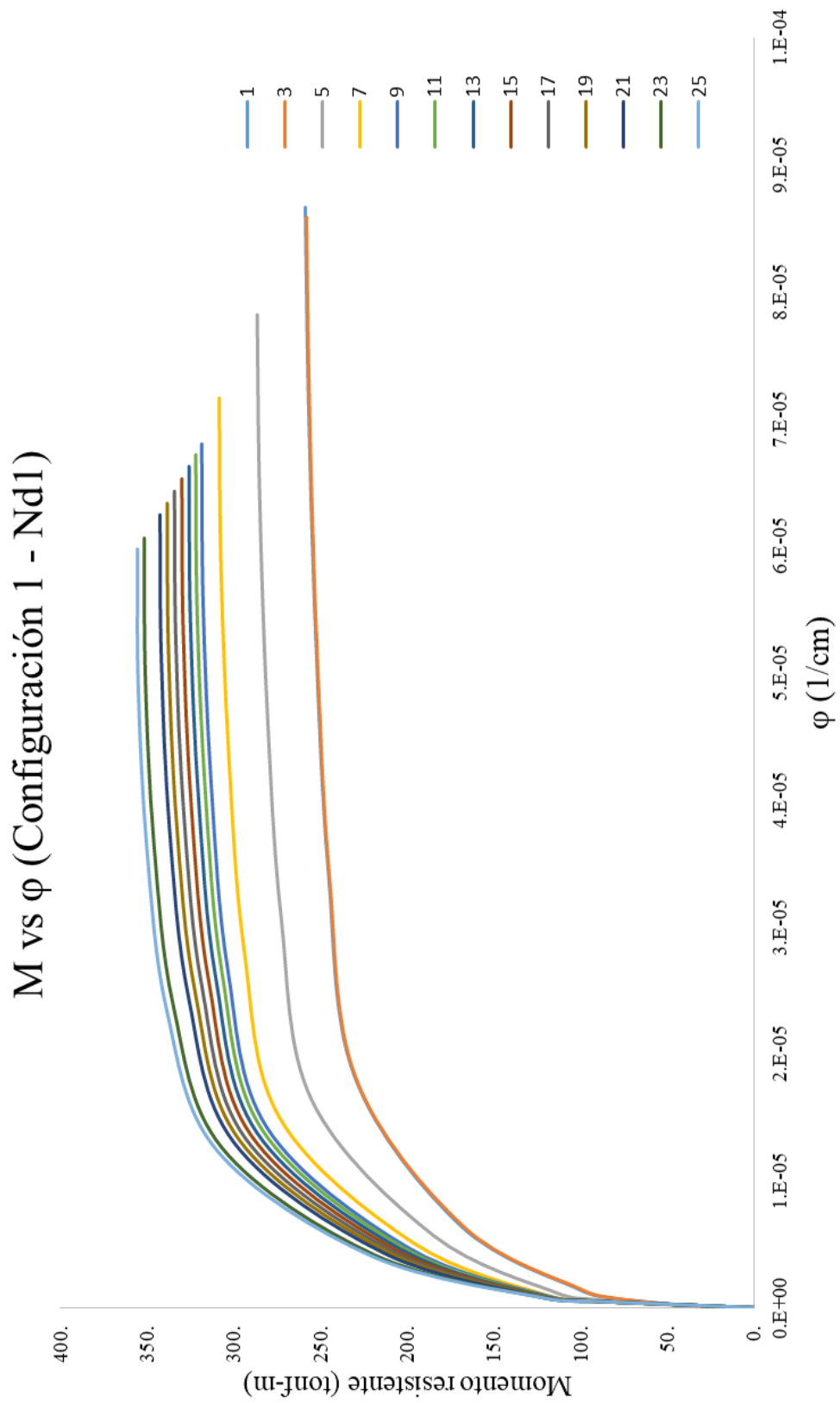
Concreto: E= 252671 kgf/cm²
E= 0
260 kgf/cm²
0.001594686

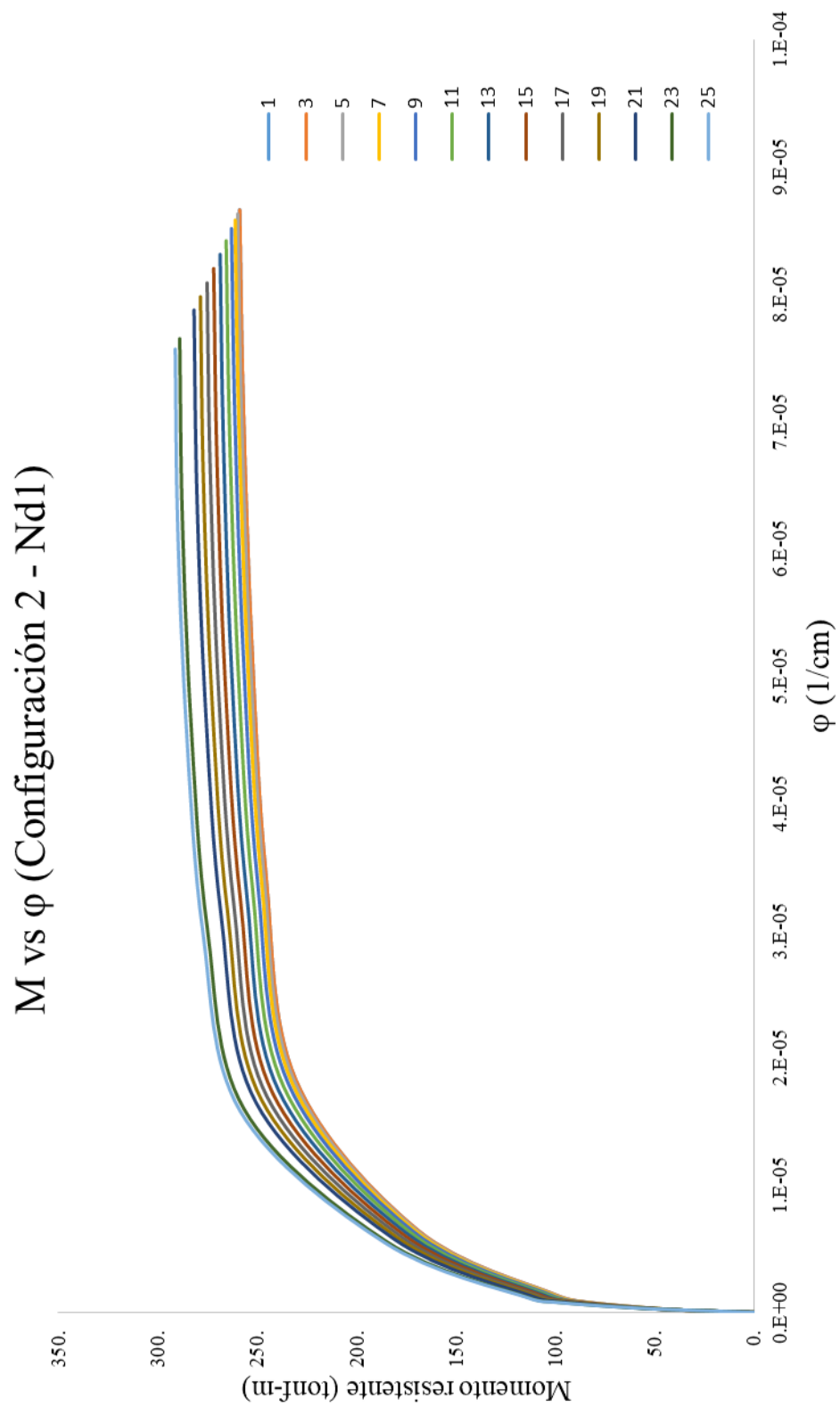
Datos de la Placa Híbrida
L= 2000 cm
L= 34000 cm
H= 87500 cm
N= 34959.46 kgf
N= 875.00 cm

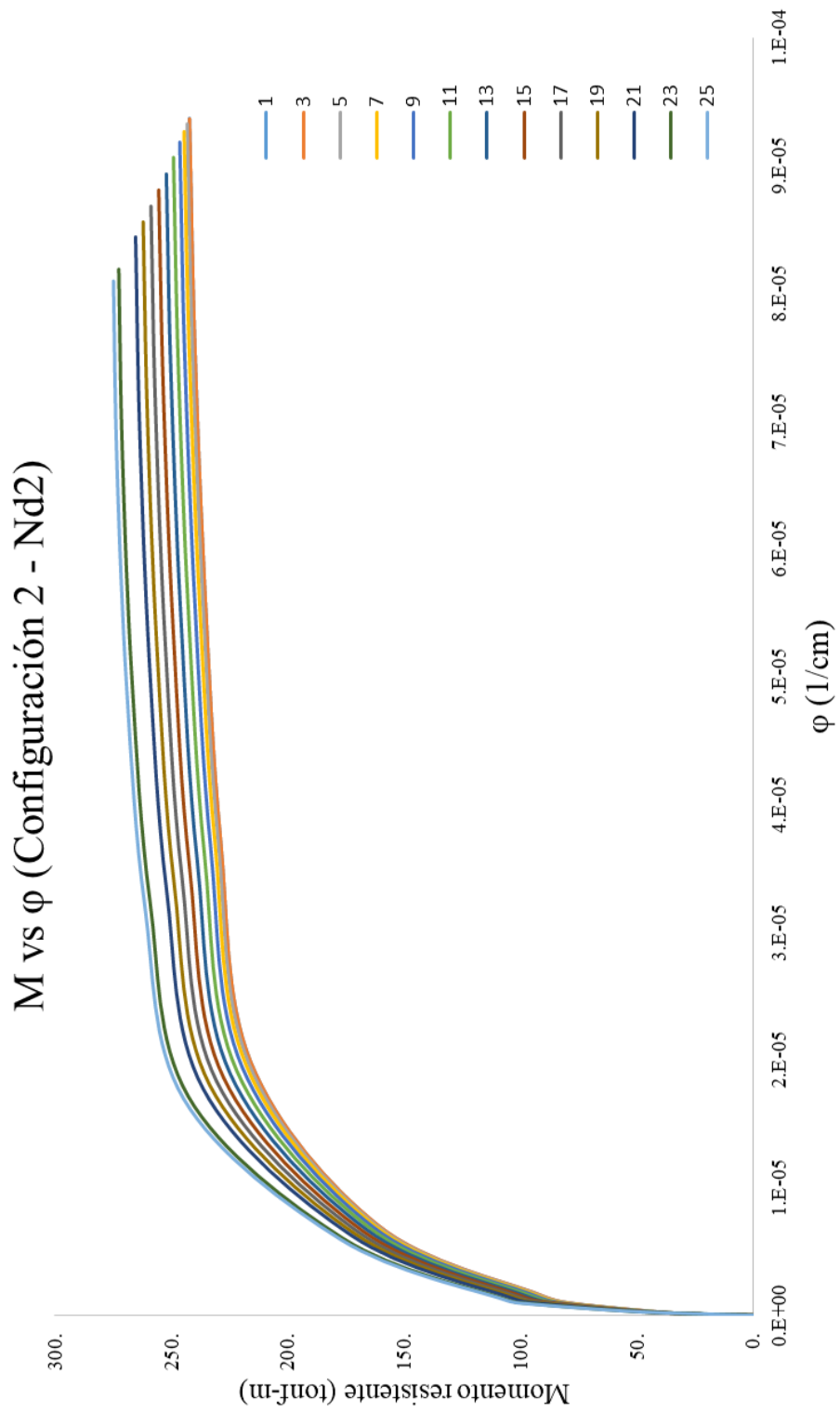
Datos adicionales de Acero corrugado
Ls= 100 cm
es= 40 cm
fs= 10439 kgf/cm²
ep= 20 cm
fms-adherido= 975.00 cm

DISTRIBUCIÓN EN SECCIÓN DE LA BASE

Punto	T-C=0	E	c	θ	Cc	V	T	T	Cc	θ	Cc	ψ	φ	Mr	V	δ (porq)	δ (porq)	δ (total)	δ (distorsión)	EI-base	EI-eff	e/L
Und.	kgf	mm/mm	cm	rad	kgf	cm	kgf	cm	kgf	cm	kgf	cm	cm	tonf-m	kn	cm	cm	cm	%	tonf-cm²	tonf-cm²	
1	0.00	0.00008	340.000	0.00E+00	76172.63	226278	76172.63	0.00523	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2.3792E+07	42.87	48.06	0.00	0.0593	1.089	1.114	1.000
2	0.00	0.00010	274.021	2.41E-05	75644.76	182293	75644.76	0.00523	-0.00015	-0.00035	-0.00066	0.00000	0.00000	0.00000	3.6904E+07	59.29	66.47	0.23	0.0593	0.982	1.114	0.806
3	0.00	0.00020	143.211	2.75E-04	7724.28	95061	7724.28	0.00523	0.00184	-0.00036	-0.00094	0.00000	0.00000	0.00000	1.3062E+06	95.61	107.19	0.268	0.0593	0.414	0.294	0.421
4	0.00	0.00030	106.237	6.66E-04	8930.75	70390	85620.75	0.00523	0.00684	-0.00158	-0.00270	0.00000	0.00000	0.00000	3.9236E+06	115.19	130.27	0.643	0.0593	0.249	0.185	0.313
5	0.00	0.00040	90.380	1.04E-03	9471.02	59714	9471.02	0.00523	0.01332	0.00438	-0.00908	0.00000	0.00000	0.00000	4.4586E+06	135.58	153.01	1.077	0.0593	0.185	0.138	0.246
6	0.00	0.00050	81.534	1.57E-03	10540.88	54000	10540.88	0.00534	0.02037	0.00757	-0.00129	0.00000	0.00000	0.1025E+06	154.90	173.66	1.535	0.0593	0.153	0.080	0.241	
7	0.00	0.00070	73.658	2.17E-03	111634.06	48421	111634.06	0.00540	0.02958	0.01222	-0.00158	0.00000	0.00000	8.1438E+06	163.27	183.30	2.115	0.0593	0.123	0.080	0.217	
8	0.00	0.00080	67.826	2.81E-03	117700.46	44468	117700.46	0.00558	0.03994	0.01746	-0.00196	0.00000	0.00000	1.0321E+05	174.21	195.32	2.739	0.0593	0.086	0.065	0.185	
9	0.00	0.00090	62.805	3.53E-03	122348.83	41063	122348.83	0.00569	0.05197	0.02325	-0.00228	0.00000	0.00000	1.2738E+05	181.42	203.40	3.443	0.0593	0.065	0.065	0.169	
10	0.00	0.00090	57.506	4.42E-03	124802.85	37489	124802.85	0.00576	0.06642	0.02805	-0.00252	0.00000	0.00000	1.565E+05	185.47	207.93	4.311	0.0593	0.061	0.047	0.157	
11	0.00	0.00100	53.373	5.37E-03	124802.85	34690	124802.85	0.00589	0.08411	0.04415	-0.00286	0.00000	0.00000	1.8756E+05	192.80	212.15	5.256	0.0593	0.0781	0.061	0.147	
12	0.00	0.00110	50.086	6.37E-03	126243.31	32451	126243.31	0.00610	0.01082	0.00588	-0.00318	0.00000	0.00000	2.1962E+05	196.24	220.01	6.208	0.0593	0.047	0.047	0.140	
13	0.00	0.00120	47.432	7.44E-03	127552.16	30630	127552.16	0.00631	0.01203	0.00611	-0.00351	0.00000	0.00000	2.5299E+05	196.24	220.01	7.217	0.0593	0.047	0.047	0.133	
14	0.00	0.00140	45.265	8.46E-03	129512.82	29129	129512.82	0.00649	0.01345	0.00713	-0.00383	0.00000	0.00000	2.872E+05	199.57	223.74	8.253	0.0593	0.042	0.042	0.128	
15	0.00	0.00150	43.479	9.55E-03	130910.23	27879	130910.23	0.00667	0.01589	0.00826	-0.00415	0.00000	0.00000	3.22E+05	202.80	227.37	9.309	0.0593	0.042	0.042	0.124	
16	0.00	0.00150	41.999	1.04E-02	132530.68	26828	132530.68	0.00685	0.01781	0.00936	-0.00447	0.00000	0.00000	3.5715E+05	205.95	230.90	10.377	0.0593	0.038	0.038	0.124	
17	0.00	0.00160	40.768	1.17E-02	134161.77	25939	134161.77	0.00703	0.01985	0.01047	-0.00478	0.00000	0.00000	3.9247E+05	209.01	234.34	11.450	0.0593	0.032	0.032	0.120	
18	0.00	0.00170	39.742	1.28E-02	135792.24	25181	135792.24	0.00721	0.02187	0.01159	-0.00510	0.00000	0.00000	4.2776E+05	211.99	237.67	12.523	0.0593	0.030	0.030	0.117	
19	0.00	0.00180	38.890	1.39E-02	137411.85	24532	137411.85	0.00739	0.02387	0.01269	-0.00543	0.00000	0.00000	4.6285E+05	214.86	240.89	13.588	0.0593	0.028	0.028	0.114	
20	0.00	0.00190	38.184	1.50E-02	139011.30	23976	139011.30	0.00757	0.02583	0.01379	-0.00574	0.00000	0.00000	4.9795E+05	217.63	244.00	14.642	0.0593	0.026	0.026	0.112	
21	0.00	0.00200	37.606	1.61E-02	140682.06	23471	140682.06	0.00775	0.02775	0.01485	-0.00608	0.00000	0.00000	5.3183E+05	220.30	246.99	15.680	0.0593	0.025	0.025	0.111	
22	0.00	0.00220	36.769	1.81E-02	142606.76	22731	142606.76	0.00808	0.02925	0.01591	-0.00641	0.00000	0.00000	5.6543E+05	222.26	248.55	16.690	0.0593	0.023	0.023	0.108	
23	0.00	0.00250	36.139	2.10E-02	144769.50	21932	144769.50	0.00855	0.03046	0.01693	-0.00677	0.00000	0.00000	6.0000E+05	223.55	249.60	17.690	0.0593	0.020	0.020	0.106	
24	0.00	0.00280	35.840	2.38E-02	149908.46	21267	149908.46	0.00899	0.03148	0.01773	-0.00710	0.00000	0.00000	6.3543E+05	223.33	249.72	18.686	0.0593	0.018	0.018	0.105	
25	0.00	0.00300	35.987	2.53E-02	151145.45	20977	151145.45	0.00924	0.03206	0.01826	-0.00742	0.00000	0.00000	6.7173E+05	223.51	249.74	19.670	0.0593	0.017	0.017	0.106	

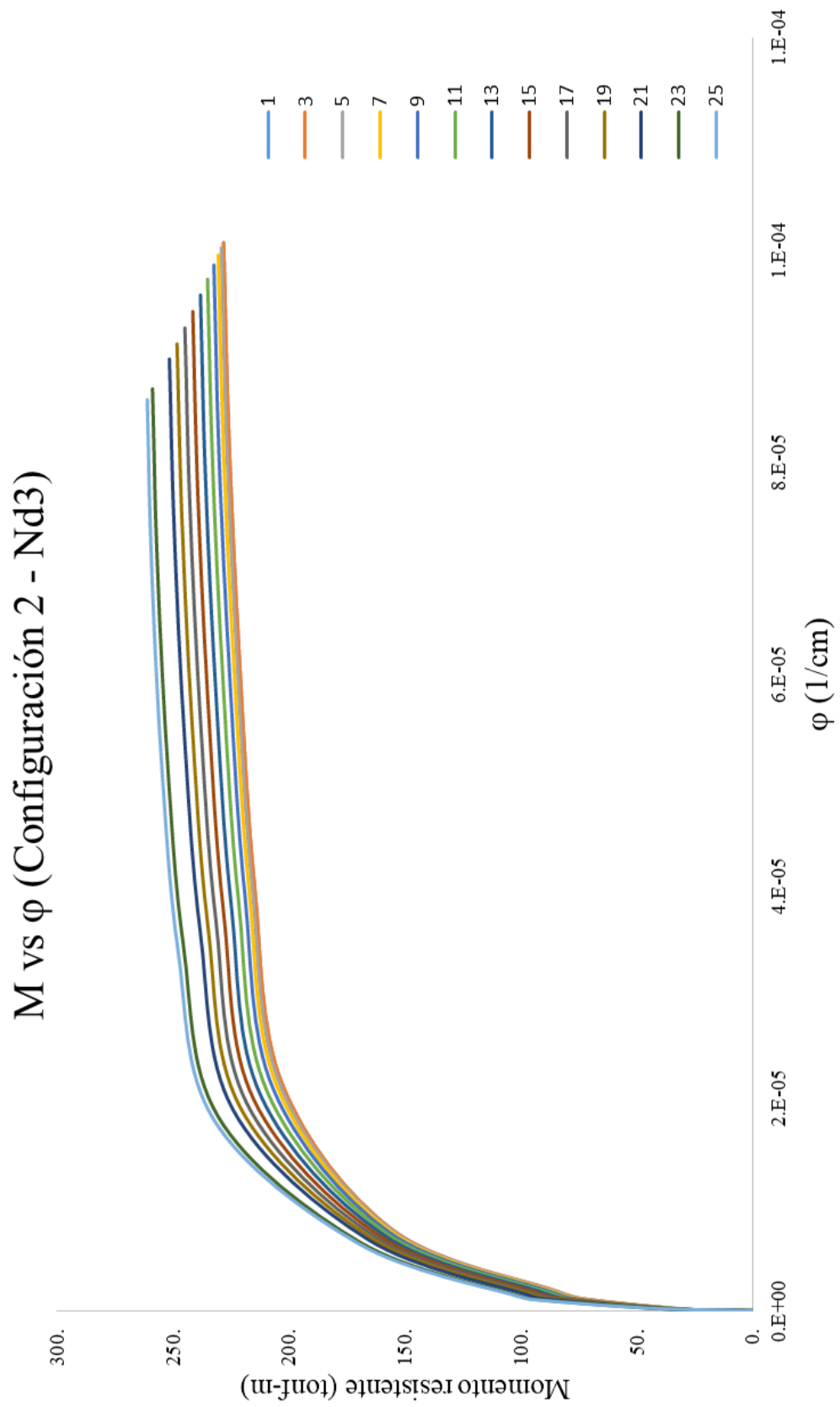




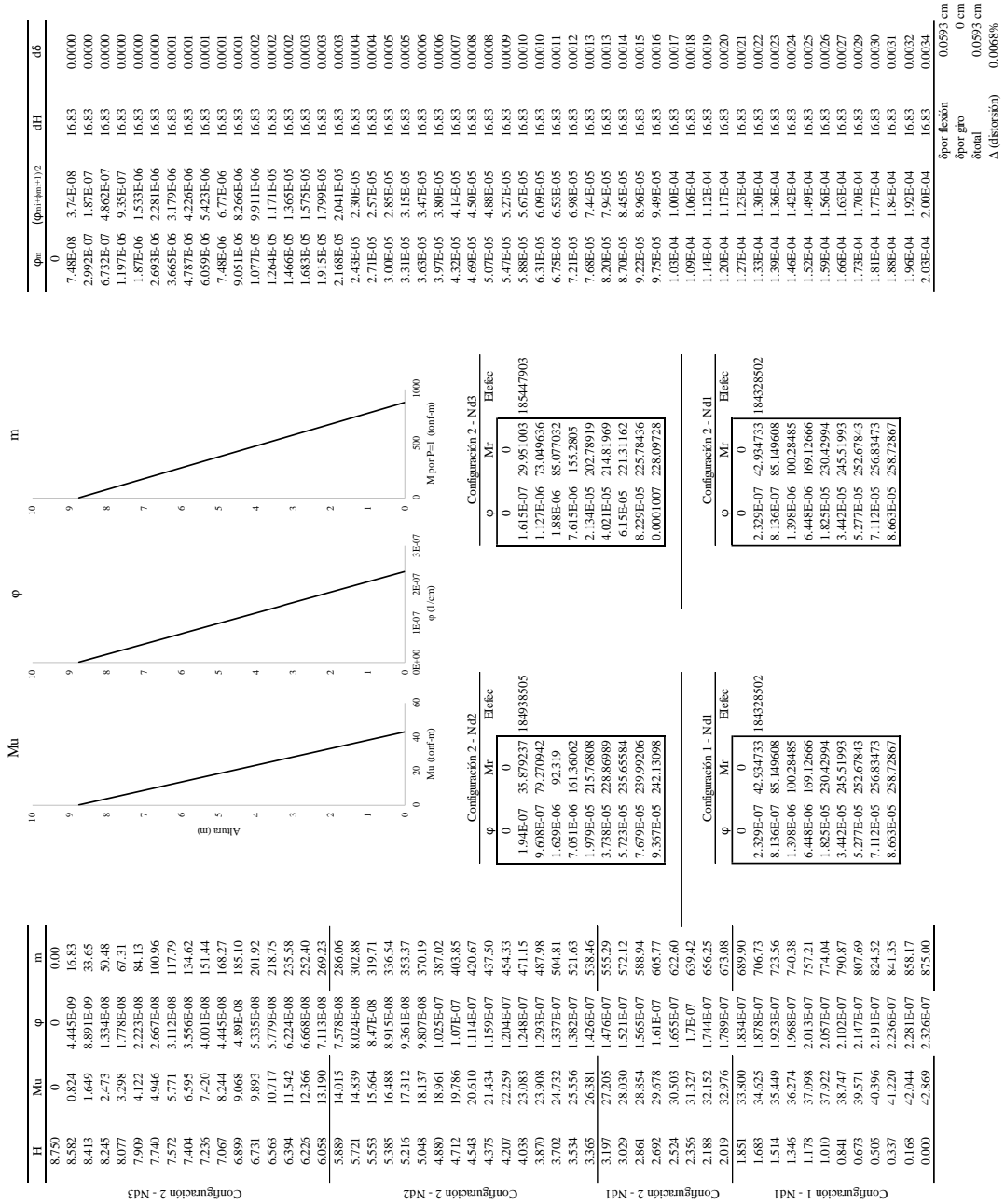


Diagramas M-φ para Configuración 2 sujeta a Nd3

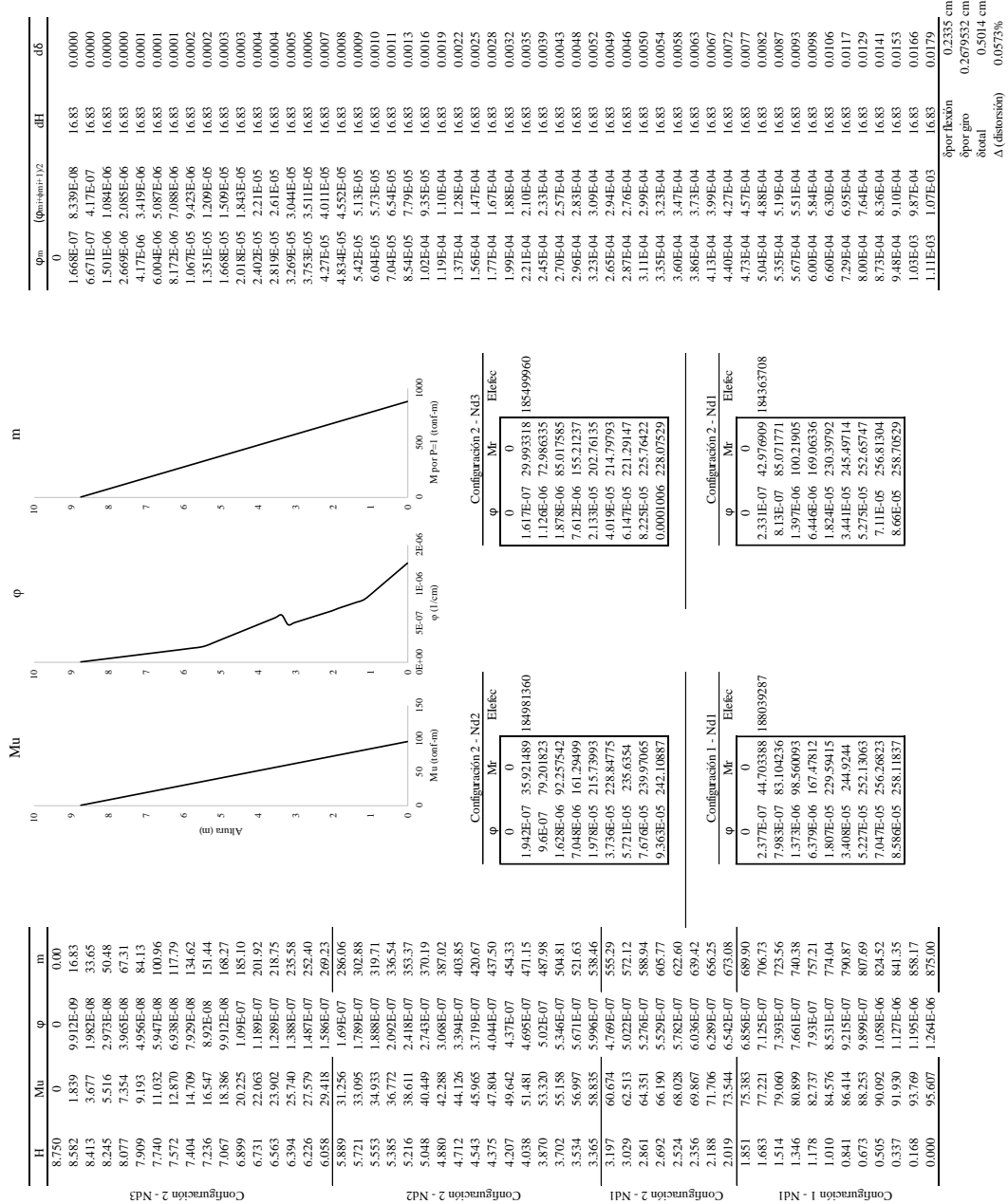
Punto	θ	T-C=0	E _c	ε	C	γ	T	fp= 0.0439 kg/cm ²							φ	M _r									
								1.974	1.974	1.974	1.974	1.974	1.974	1.974											
								150 cm	210 cm	0 cm	0 cm	0 cm	132.107	157.82	207.132	252.107	302.157	352.107	402.157	452.107	502.157	552.107	602.157		
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0.00274824	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0.01104756	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0.002169568	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0.00353084	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



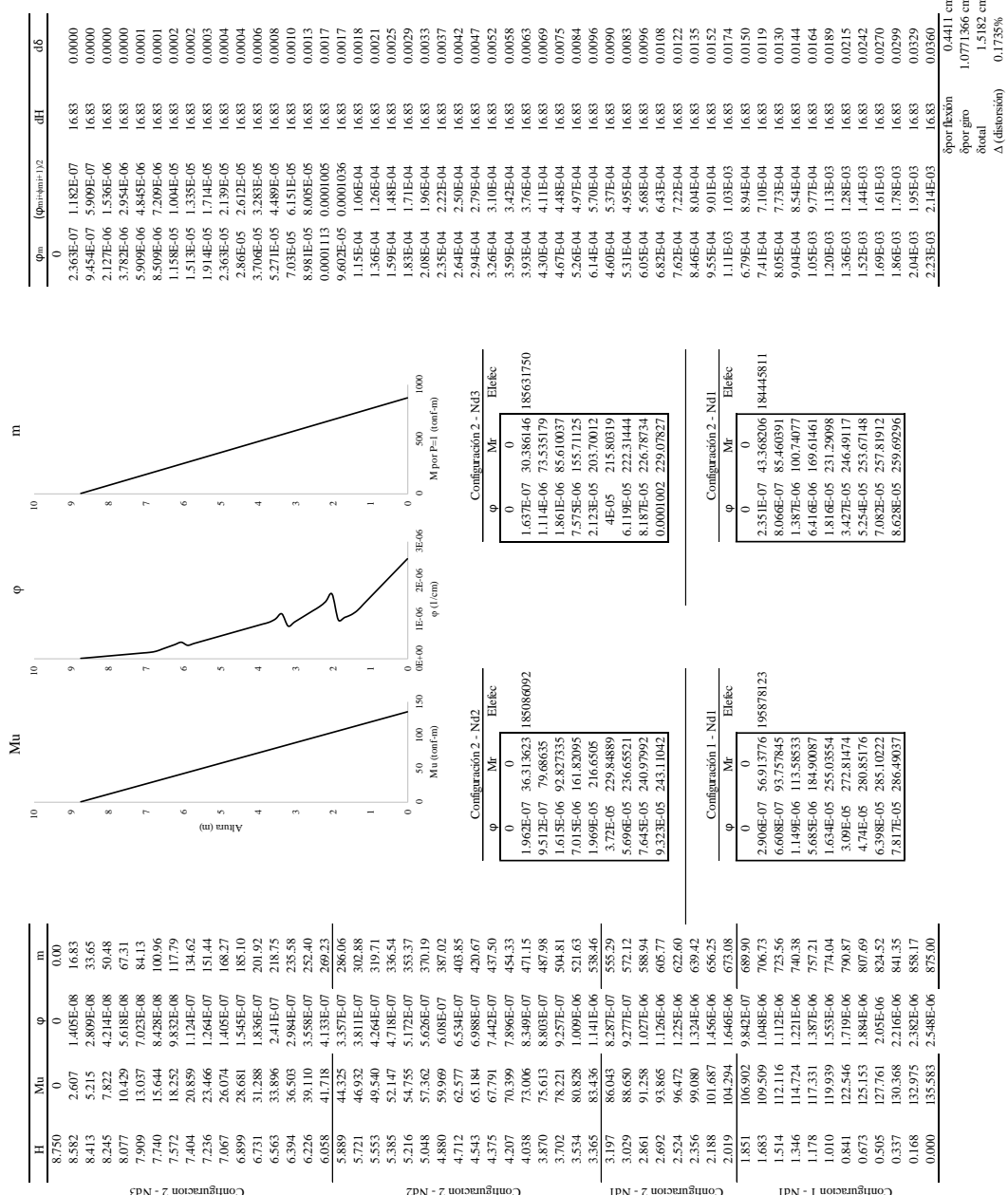
CÁLCULO PARA CARGA DE 4.89tonf



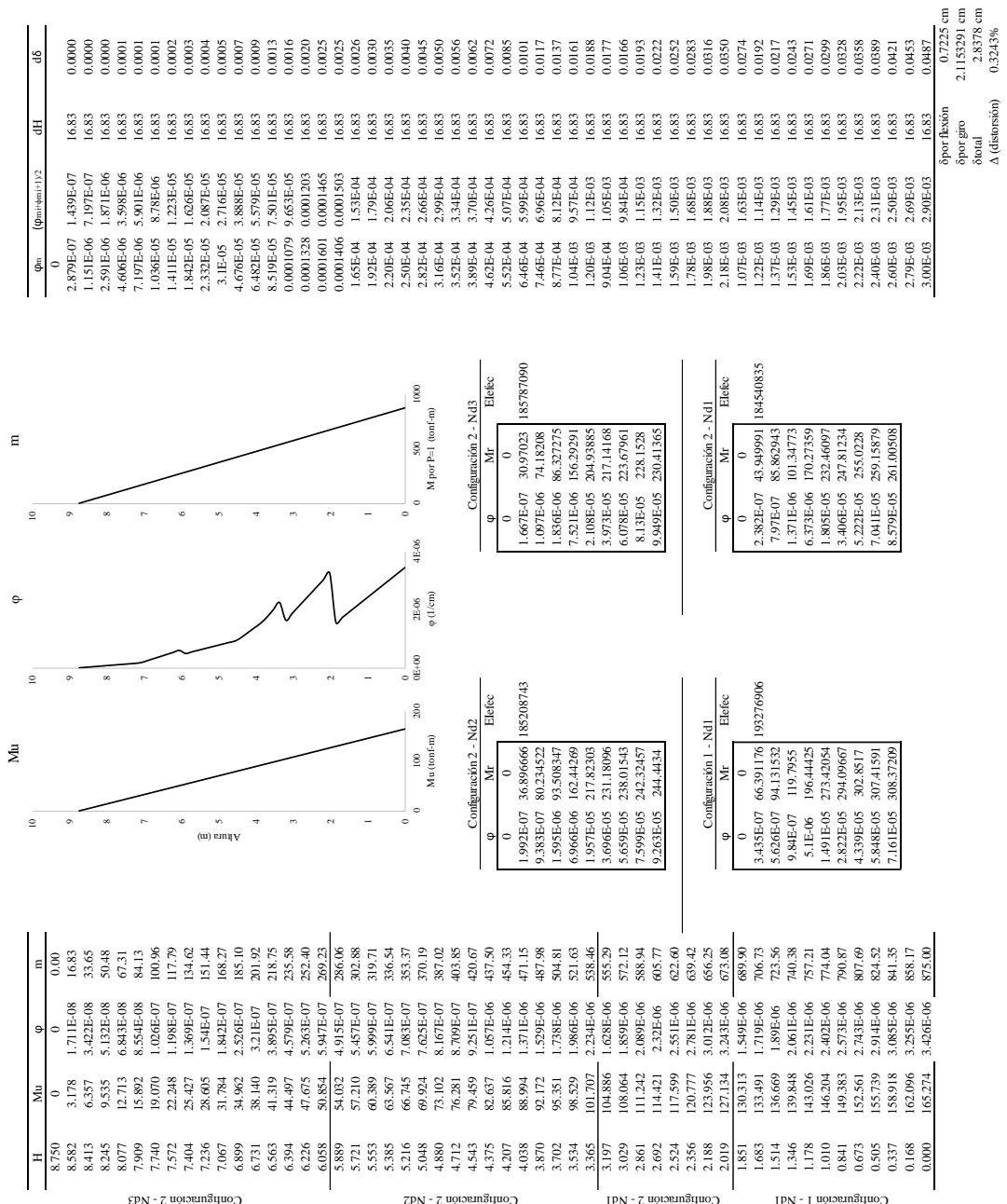
CÁLCULO PARA CARGA DE 10.92 tonf



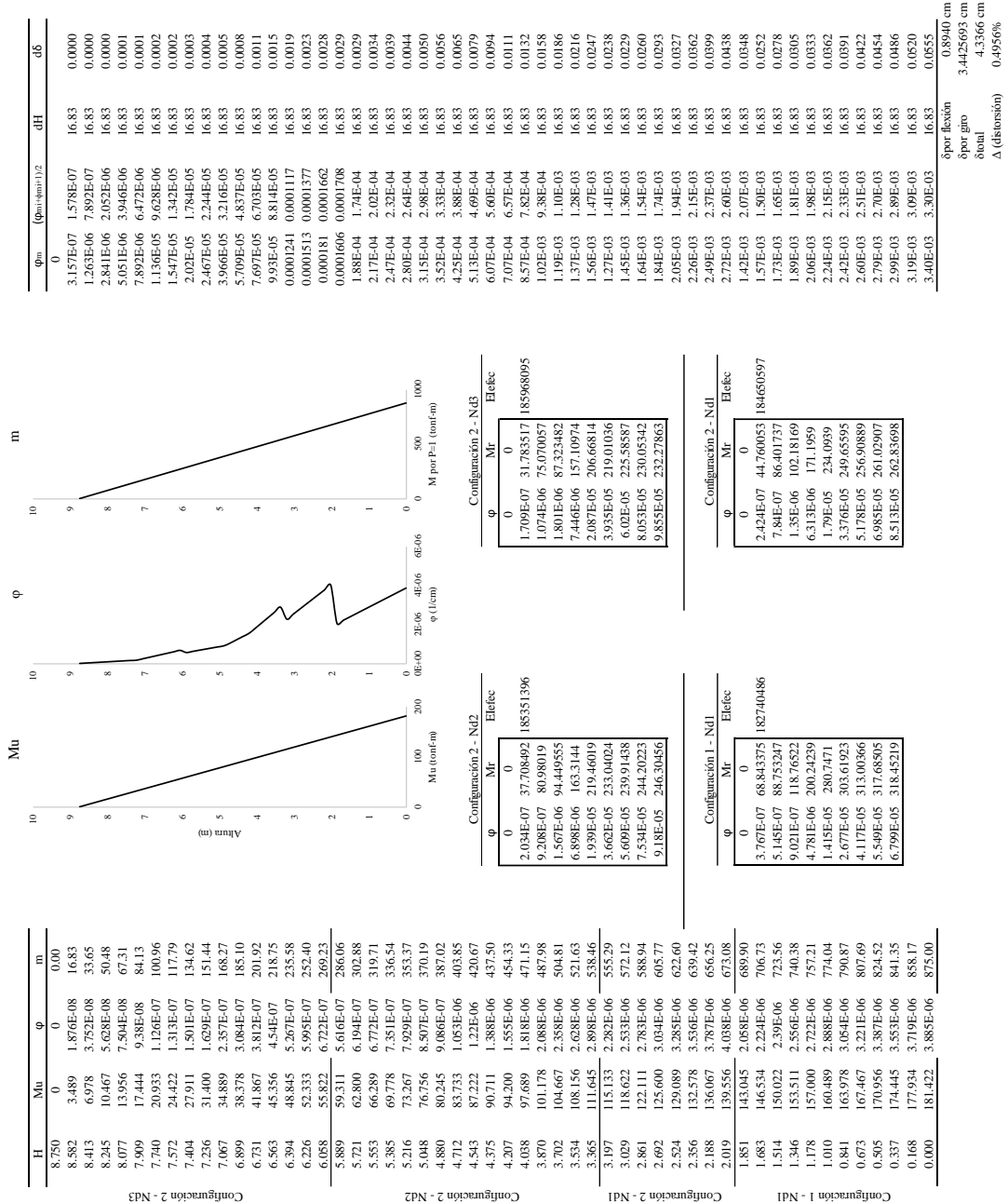
CÁLCULO PARA CARGA DE 15.49 tonf



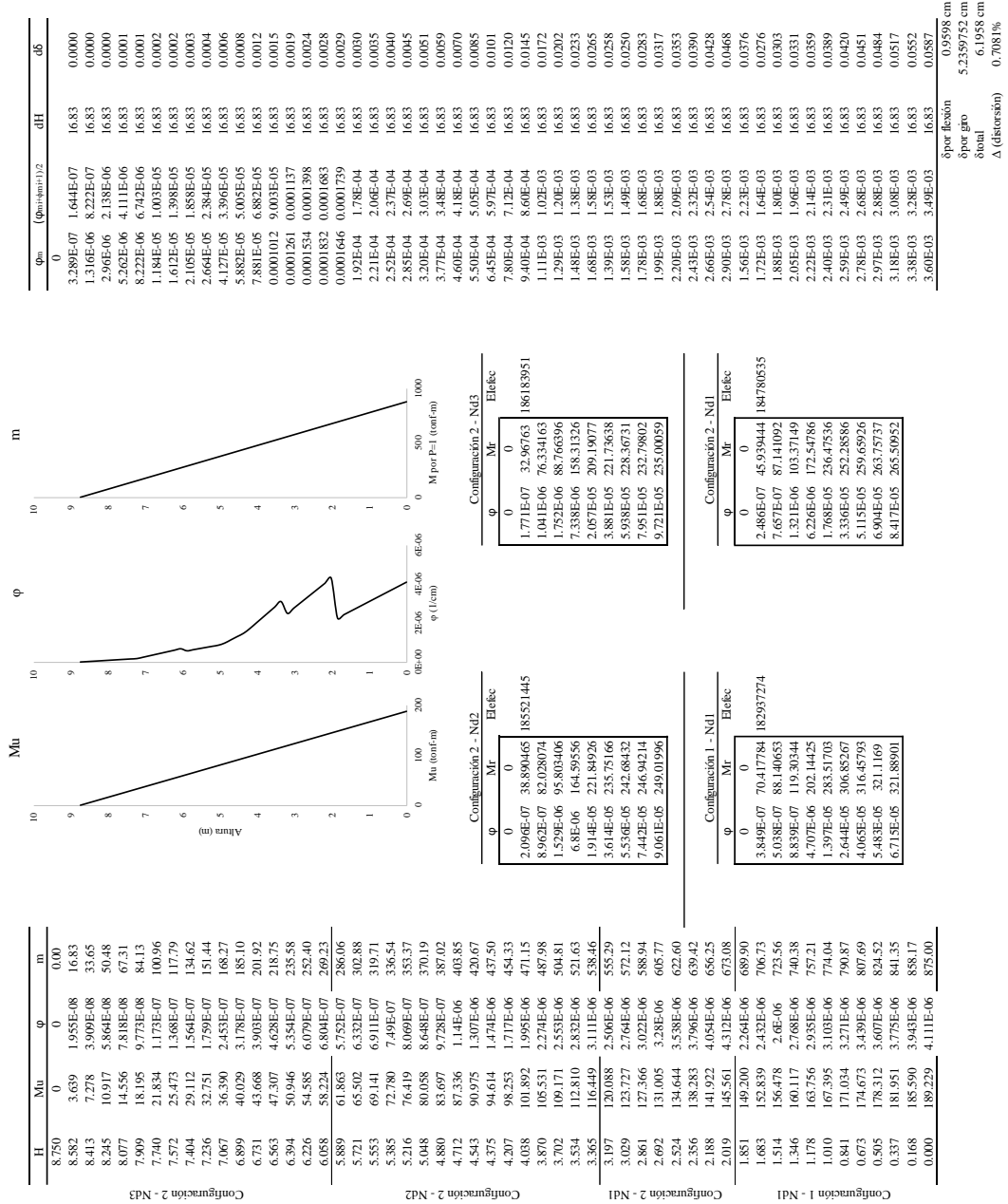
CÁLCULO PARA CARGA DE 18.80 tonf



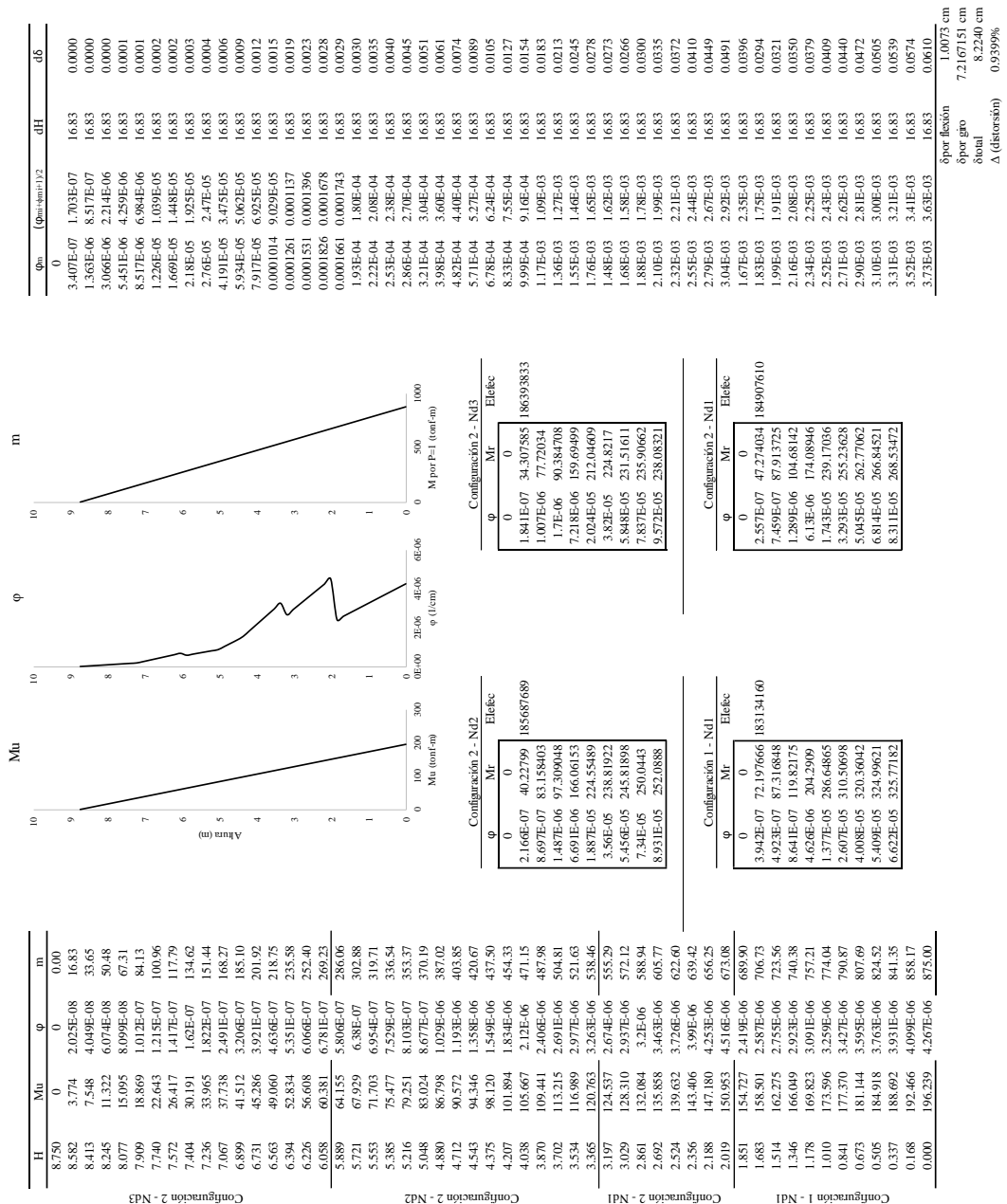
CÁLCULO PARA CARGA DE 20.73 tonf



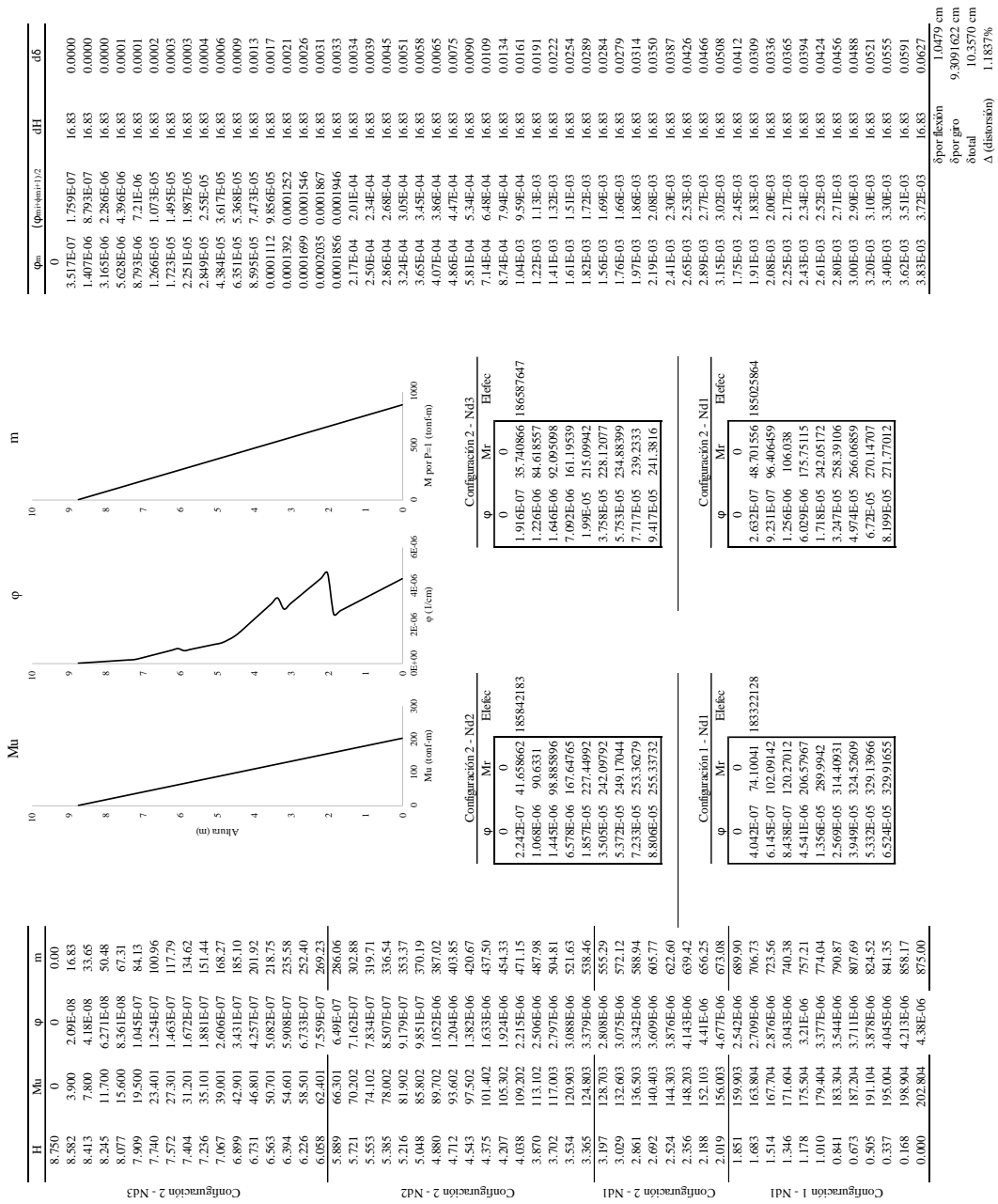
CÁLCULO PARA CARGA DE 21.62 tonf



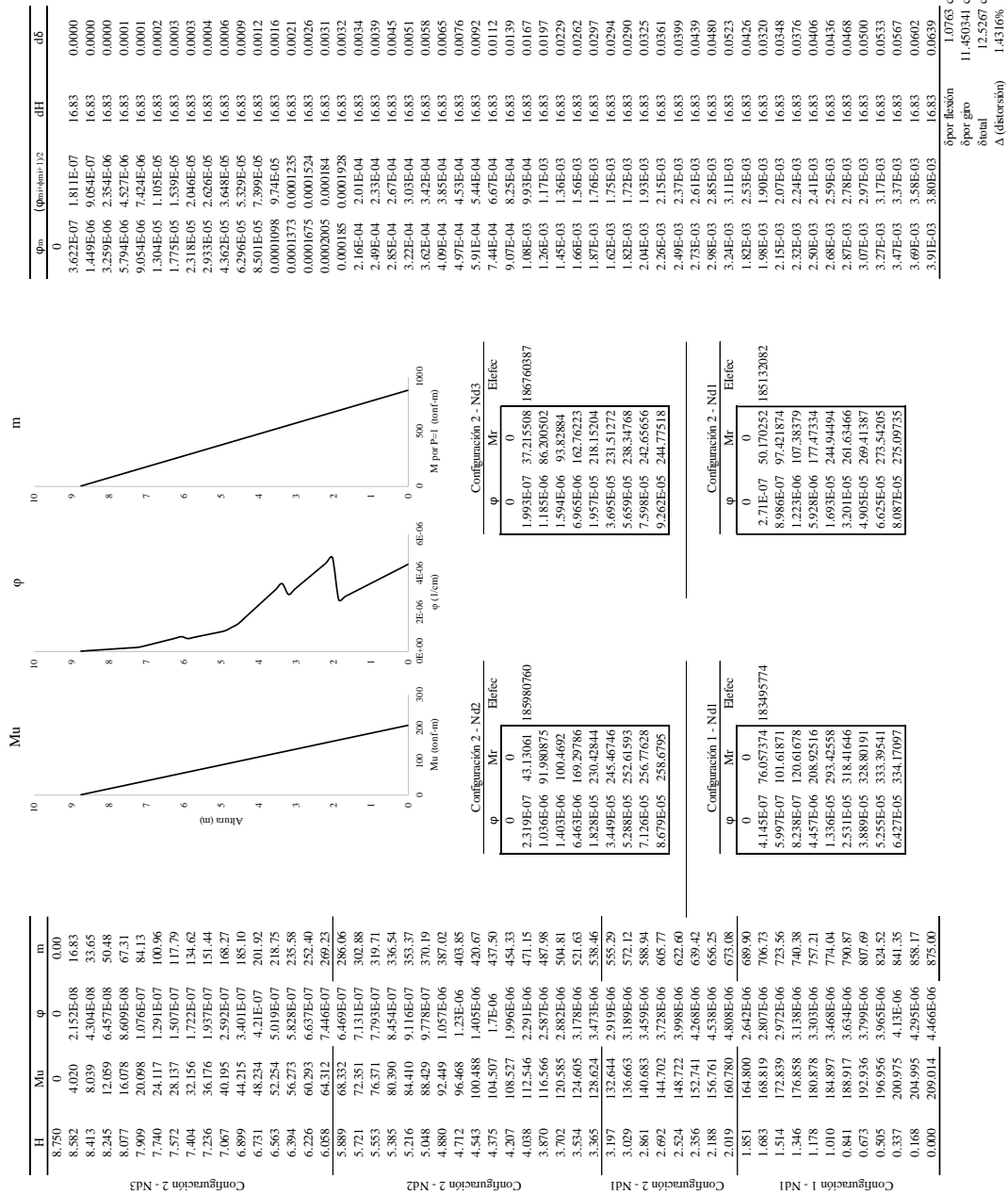
CÁLCULO PARA CARGA DE 22.42 tonf



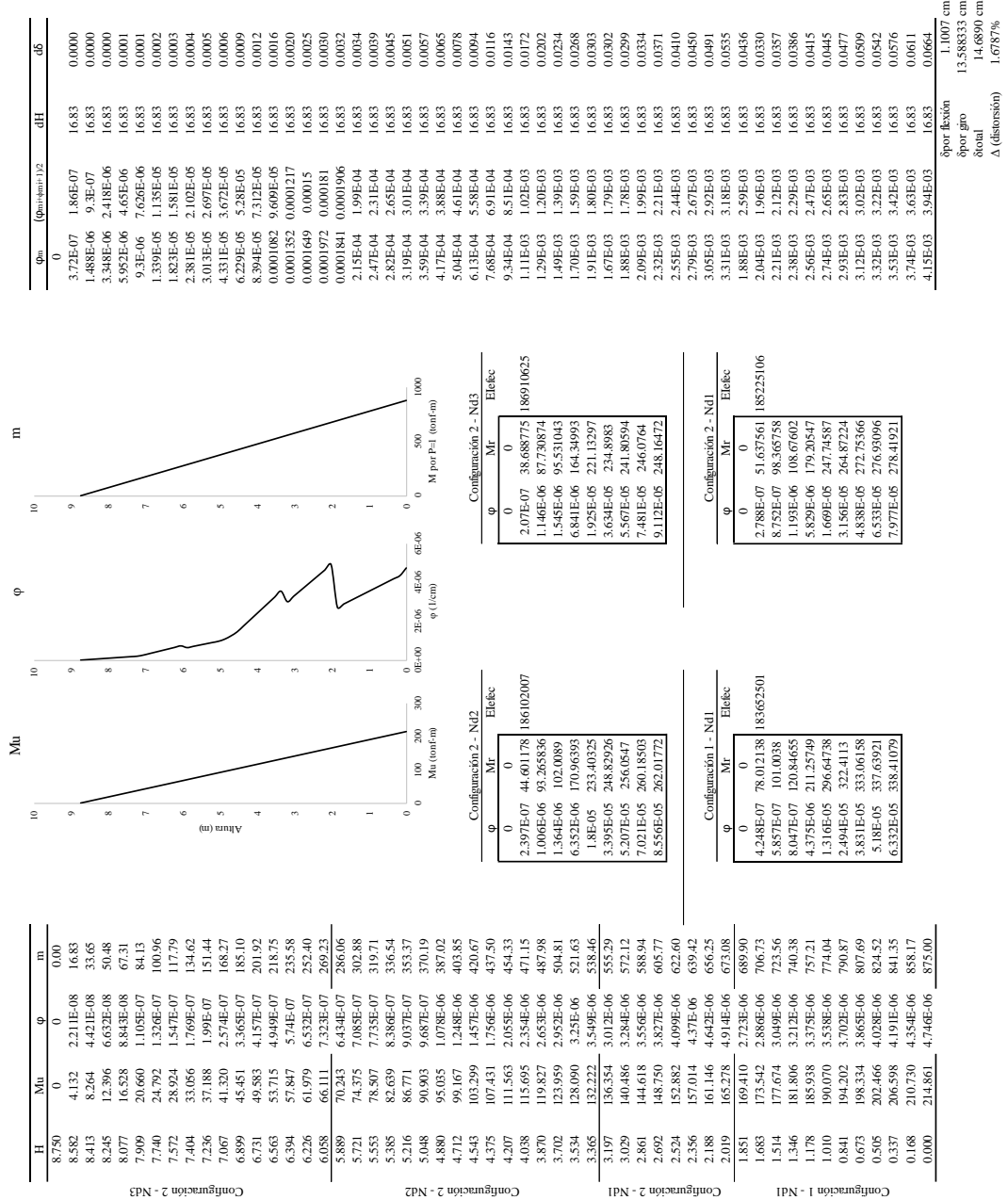
CÁLCULO PARA CARGA DE 23.17 tonf



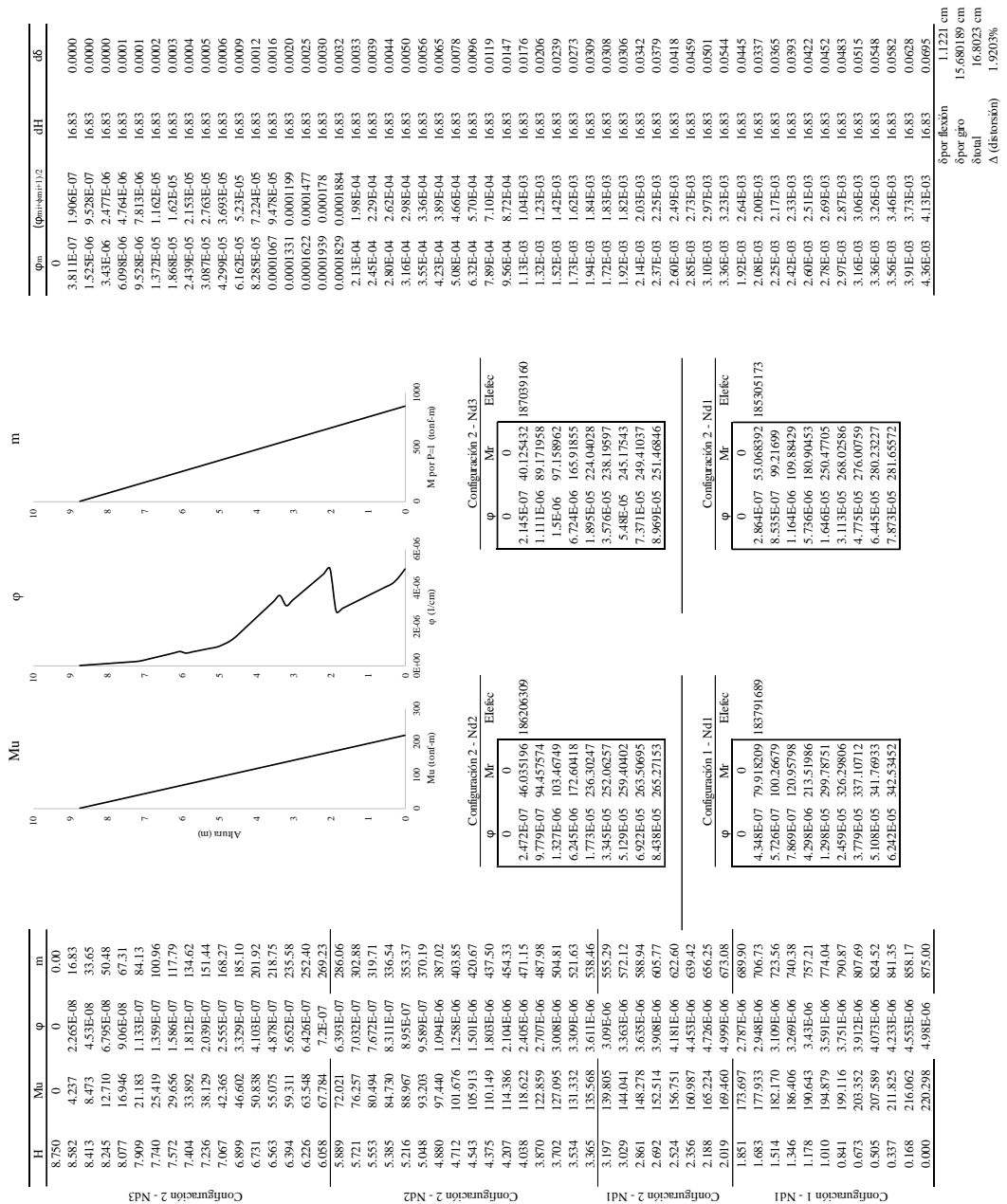
CÁLCULO PARA CARGA DE 23.88 tonf



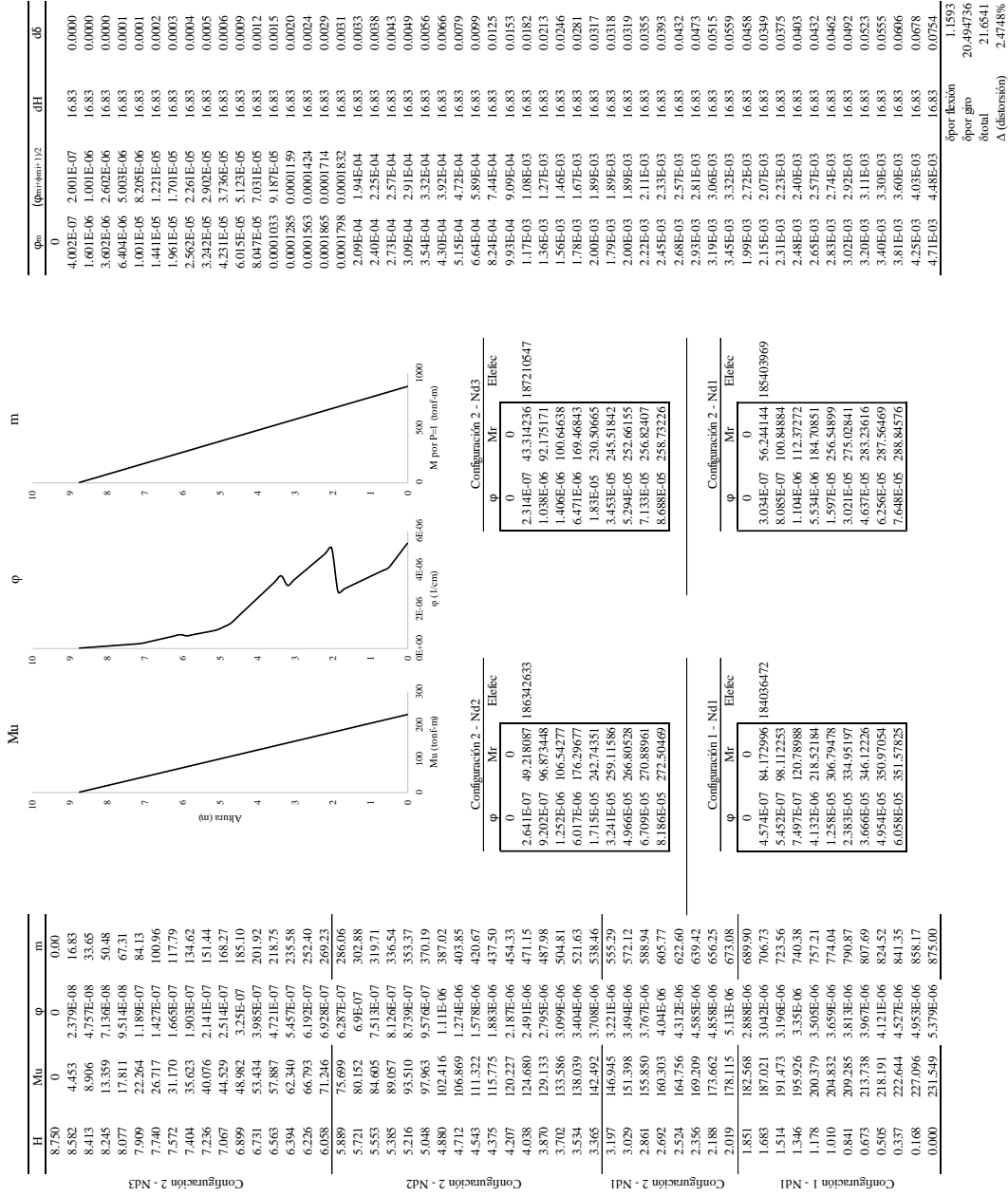
CÁLCULO PARA CARGA DE 24.55 tonf



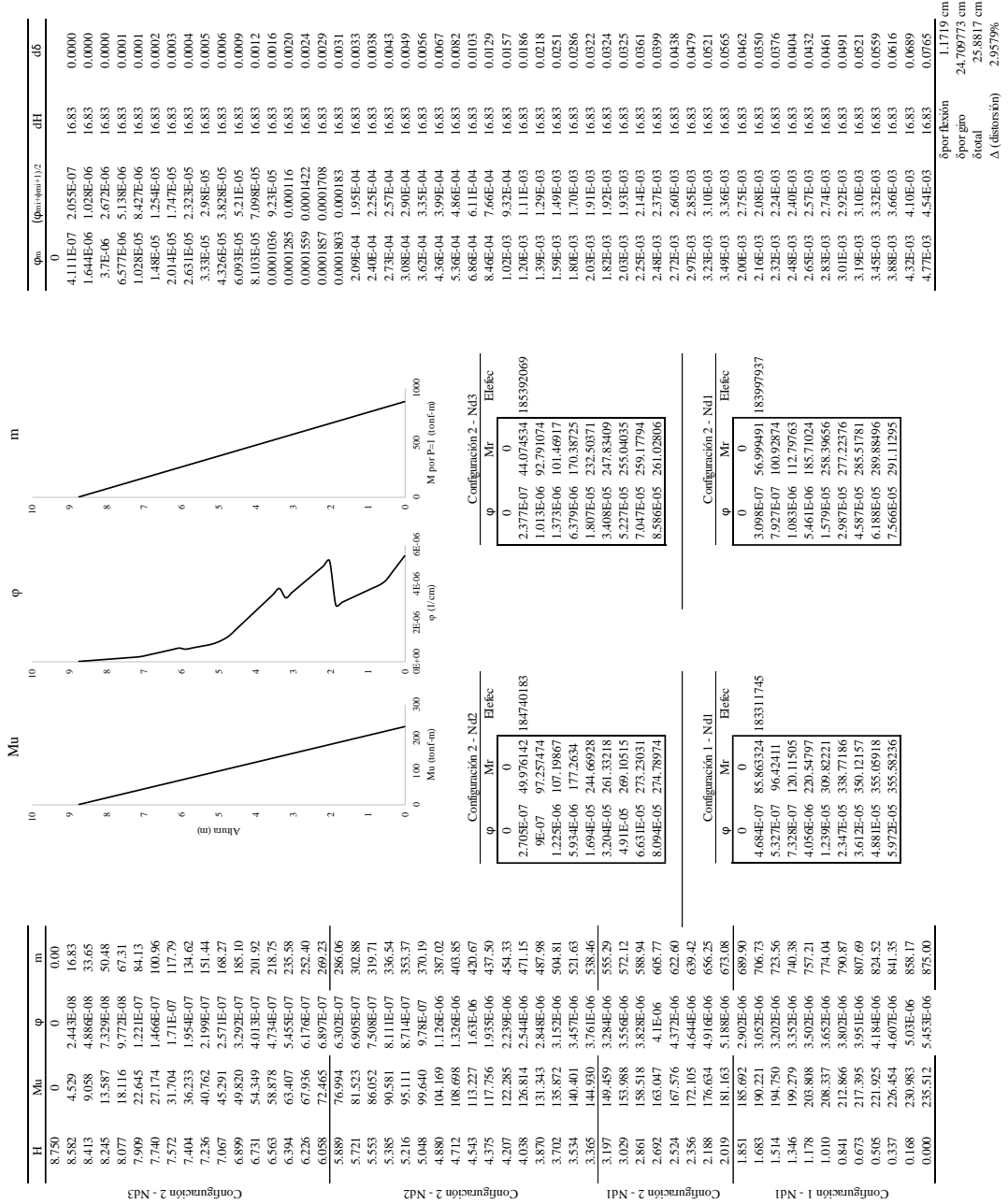
CÁLCULO PARA CARGA DE 25.17 tonf



CÁLCULO PARA CARGA DE 26.46 tonf



CÁLCULO PARA CARGA DE 26.91 tonf



ANEXO N°3: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CONTENIDO

1.0 GENERALIDADES

1.1 OBJETO DEL ESTUDIO

1.2 UBICACIÓN Y SUPERFICIE DEL ÁREA EN ESTUDIO

2.0 INVESTIGACIONES REALIZADAS

2.1 TRABAJOS DE CAMPO

2.1.1 EXCAVACIONES

2.1.2 MUESTREO Y REGISTROS DE EXCAVACIONES

2.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

2.2.1 ENSAYOS ESTÁNDAR

2.2.2 ENSAYOS ESPECIALES

2.3 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

3.0 CONFORMACIÓN DEL SUBSUELO

4.0 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

4.1 PROFUNDIDAD Y TIPO DE CIMENTACIÓN

4.2 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

4.3 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

5.0 ANÁLISIS QUÍMICO DE SALES AGRESIVAS AL CONCRETO

6.0 CONSIDERACIONES SÍSMICAS

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

1.0 GENERALIDADES

1.1 OBJETO DEL ESTUDIO

El presente Informe Técnico tiene por objeto realizar el Estudio de Mecánica de Suelos, mediante trabajos de campo a través de excavaciones, ensayos de laboratorio y labores de gabinete, en base a los cuales se definen los perfiles estratigráficos del subsuelo, sus principales características físicas y mecánicas y sus propiedades de resistencia y deformación.

1.2 UBICACIÓN Y SUPERFICIE DEL ÁREA EN ESTUDIO.-

El área en estudio se encuentra ubicada al interior del predio sito en la Parcela Nº 21 – C.P.M. “Cajamarquilla”, distrito de Lurigancho - Chosica, provincia y departamento de Lima.

2.0 INVESTIGACIONES REALIZADAS

2.2 TRABAJOS DE CAMPO.-

2.2.1 EXCAVACIONES: Se realizaron ocho (08) excavaciones o calicatas en la modalidad “a cielo abierto”, ubicadas convenientemente en las zonas de probable edificación y con profundidades suficientes de acuerdo a las cargas estimadas en el proyecto.

Este sistema de exploración nos permite analizar directamente los diferentes estratos encontrados, así como sus principales características físicas y mecánicas, tales como: granulometría, color, humedad, plasticidad, compacidad, etc. Las excavaciones alcanzaron las siguientes profundidades:

<i>CALICATA</i>	<i>PROFUNDIDAD (m)</i>
C-1	3.30
C-2	3.20
C-3	3.00
C-4	3.00
C-5	3.30
C-6	3.30
C-7	3.30
C-8	3.20

En ninguna de las excavaciones realizadas se detectó la presencia del nivel freático.

2.2.2 MUESTREO Y REGISTROS DE EXCAVACIONES: Se tomaron muestras alteradas o disturbadas de cada estrato atravesado y en cada una de las excavaciones, de las cuales se ensayaron las más representativas en el laboratorio, realizándose ensayos con fines de identificación y clasificación.

Asimismo, se extrajo una muestra representativa de la calicata C-6, de 0.20 a 3.30 m. de profundidad, para realizar el ensayo de Corte Directo en especímenes remoldeados y saturados.

Paralelamente al muestreo, se elaboraron los registros de excavaciones de cada una de ellas, indicando las principales características de todos los estratos encontrados.

2.3 ENSAYOS DE LABORATORIO.-

Los ensayos fueron realizados en el laboratorio de mecánica de suelos GEOTECNIA Y TOPOGRAFÍA S.A. - GEOTOP, siguiendo las normas establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM).

Asimismo, el análisis químico de sales agresivas fue realizado en el laboratorio de análisis de agua y suelo de la UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA (UNALM).

(Ver Resultados de los Ensayos de Laboratorio en el Anexo I).

2.3.1 ENSAYOS ESTÁNDAR: Con las muestras representativas extraídas se realizaron los siguientes ensayos:

Análisis Granulométrico por Tamizado (NTP 339.129).

Contenido de Humedad (NTP 339.127).

2.3.2 ENSAYOS ESPECIALES: Se realizaron los siguientes ensayos:

Corte Directo en especímenes remoldeados y saturados (NTP 339.171).

Análisis Químico para determinar el contenido de Sales Solubles Totales (NTP 339.152).

2.4 CLASIFICACIÓN DE SUELOS.-

Las muestras ensayadas se han clasificado usando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y las muestras no ensayadas se han clasificado mediante pruebas sencillas de campo, observaciones y comparaciones con las muestras representativas.

3.0 CONFORMACIÓN DEL SUBSUELO

El área en estudio presenta superficialmente una tierra de cultivo arcillo arenosa, ligeramente plástica, húmeda, color beige oscuro, de consistencia firme y con presencia aislada de gravillas, además de algunas raíces gruesas y delgadas. Finalmente, se observó una arena pobremente graduada de partículas gruesas a medianas, del tipo SP, no plástica, húmeda, color marrón claro, de compacidad mediana a densa y con presencia de gravillas y un buen porcentaje de gravas sub-angulosas, además de bloques aislados de hasta 40". Hasta la máxima profundidad excavada de 3.30 m. no se detectó la presencia del nivel freático.

4.0 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

4.1 PROFUNDIDAD Y TIPO DE CIMENTACIÓN.-

Analizando los perfiles estratigráficos, los resultados de los ensayos de laboratorio y teniendo en consideración las características estructurales del proyecto, se concluye que la cimentación de la estructura será convencional, del tipo zapatas cuadradas conectadas con vigas de cimentación, desplantadas en suelo natural arenoso pobremente graduado de partículas finas a medianas (SP), no plástico y de compacidad mediana a densa, a partir de la profundidad promedio de 1.00 m. medida desde el nivel 0.00 del proyecto.

4.2 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE.-

Se ha utilizado el criterio de Terzaghi-Peck (1967), modificado por Vesic (1973), según el cual la capacidad última de carga se expresa por la siguiente ecuación:

Para zapatas cuadradas conectadas (falla general por corte):

$$q_{ult} = S_c c N_c + S_q q N_q + 0.4 S_\gamma \gamma B N_\gamma$$

Siendo la capacidad admisible de carga : $q_{ad} = q_{ult}/FS$, donde:

FS = Factor de Seguridad = 3

N_c, N_q, N_γ = Factores de Capacidad de Carga

S_c, S_q, S_γ = Factores de Forma

q = Presión de Sobrecarga (Ton/m²) = $\gamma d = 1.62$

γ = Peso Unitario del Suelo (Ton/m³) = 1.62

d = Profundidad de Cimentación (m) = 1.00

B = Ancho de la Cimentación (m)

En la calicata C-6, de 0.20 a 3.20 m. de profundidad, se realizó el ensayo de Corte Directo en especímenes remoldeados y saturados del estrato natural arenoso pobremente graduado de partículas finas a medianas (SP), no plástico y de compacidad mediana a densa. De acuerdo con este ensayo, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Ángulo de Fricción Interna	:	$\phi = 30^\circ$
- Cohesión (Kg/cm ²)	:	$c = 0$
- Densidad Húmeda Inicial (gr/cm ³)	:	1.62
- Contenido de Humedad Inicial (%)	:	3.0
- Contenido de Humedad Final Promedio	:	17.2

Para el estrato arenoso pobremente graduado de partículas gruesas a medianas (SP), no plástico y de compacidad mediana a densa, se estima la ocurrencia de una falla local.

Como se observa, $c = 0$. Por lo tanto, los valores de N_c y S_c no serán considerados.

Asimismo, para $\phi = 30^\circ$ los factores de capacidad de carga correspondientes son : $N_q = 15.38$, $N_\gamma = 11.76$

FALLA POR CORTE

Considerando zapatas cuadradas conectadas de ancho $B = 1.15$ m., los factores de forma correspondientes son : $S_q = 1.58$, $S_\gamma = 0.60$

$$q_{ult} = 1.58 \times 1.62 \times 15.38 + 0.4 \times 0.60 \times 1.62 \times 1.15 \times 11.76$$

$$q_{ult} = 4.5 \text{ Kg/cm}^2$$

La capacidad de carga admisible es:

$$q_{ad} = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

FALLA POR ASENTAMIENTO

Se propone limitar el asentamiento de la cimentación a 1" (2.54 cm.), utilizando la Ecuación planteada por Terzaghi y Peck que se presenta a continuación:

$$\rho = \frac{\Delta_q B (1-\mu^2)}{E_s} I_f$$

En esta expresión:

- ρ : Asentamiento (cm) = 2.54
- Δ_q : Presión Transmitida a la Cimentación (Kg/cm²).
- B : Ancho de la Cimentación (m) = 1.15
- μ : Relación de Poisson = 0.15
- E_s : Módulo de Elasticidad (Kg/cm²) = 375
- I_f : Factor de Forma (cm/m) = 112

Para zapatas cuadradas conectadas de ancho $B = 1.15$ m., la presión admisible será de:

$$\Delta_q = \frac{2.54 \times 375}{1.15 \times 0.98 \times 112} = 7.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Finalmente, considerando el valor más desfavorable, obtenemos:

$$q_{ad} = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

4.3 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.-

En suelos granulares como los que se encuentran en el área en estudio y que servirán de apoyo a las estructuras, los asentamientos son instantáneos, por lo que éstos deben ser calculados por la Teoría Elástica de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$S_i = \frac{q B (1-\mu^2)}{E_s} I_f$$

donde:

S_i = Asentamiento Probable (cm)

μ = Relación de Poisson (-) = 0.15

E_s = Módulo de Elasticidad (Ton/m²) = 3,750

I_f = Factor de Forma (cm/m) = 112

q = Presión de Trabajo (Ton/m²) = 1.62

B = Ancho de la Cimentación (m) = 1.15

Optando valores de tablas pre-establecidas, haciendo los reemplazos correspondientes, se obtiene:

$S_i = 0.05 \text{ cm} < 1''$

Por lo tanto, el asentamiento probable será menor que el asentamiento permisible.

5.0 ANÁLISIS QUÍMICO DE SALES AGRESIVAS AL CONCRETO

El resultado obtenido de acuerdo al análisis efectuado en una muestra representativa de la calicata C-3, de 0.20 a 3.00 m. de profundidad, es el siguiente:

* Sales Solubles Totales (ppm) : 545.10
(NTP 339.152)

Este valor nos indica que no habrá agresividad tanto al concreto de cimentación como a la armadura respectiva, debido a que el porcentaje obtenido de sales solubles totales es menor que el valor mínimo permisible, por lo que se recomienda el uso de cemento Portland tipo I en la preparación del concreto de cimentación.

6.0 CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Dentro del territorio peruano se han establecido diversas zonas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de sismos. Según el Mapa de Zonificación Sísmica del Perú y de acuerdo a las Normas Sismo-Resistentes del Reglamento Nacional de Construcciones, el distrito de Lurigancho - Chosica, en la provincia y

departamento de Lima, se encuentra localizado en la Zona 3, es decir, en la zona de sismicidad alta.

La fuerza horizontal o cortante total en la base debido a la acción sísmica se determinará por la fórmula siguiente:

$$H = \frac{Z * U * S * C}{R} * P$$

donde :

Z = 0.45 g (Factor de Zona).

S = 1.05 (Factor de Suelo correspondiente al Tipo de Suelo S₂ para un período determinante T_p = 0.6 seg.).

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del análisis efectuado en el presente Estudio, en base a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, perfiles estratigráficos obtenidos y al conocimiento de los suelos encontrados, se concluye:

El presente proyecto contempla la construcción de una nave industrial con cobertura metálica. Para tal efecto, se considerará una transmisión de cargas al subsuelo del orden de 20 tn/columna, en caso de tomarse en cuenta una cimentación convencional con zapatas cuadradas conectadas con vigas de cimentación.

El área en estudio presenta superficialmente una tierra de cultivo arcillo arenosa, ligeramente plástica y de consistencia firme. Finalmente, se observó una arena pobremente graduada de partículas gruesas a medianas (SP), no plástica y de compactación mediana a densa.

La cimentación de la estructura considerada en el presente proyecto será convencional, del tipo zapatas cuadradas conectadas con vigas de cimentación, desplantadas en suelo natural arenoso pobremente graduado de

partículas gruesas a medianas (SP), no plástico y de compacidad mediana a densa, a partir de la profundidad promedio de 1.00 m. medida desde el nivel 0.00 del proyecto. A este tipo de suelo le corresponde:

$q_{ad} = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$ (zapatas cuadradas conectadas de $B = 1.15 \text{ m.}$).

Se recomienda armar la cimentación para un asentamiento diferencial del orden de 0.05 cm. Este valor es inferior a los 2.54 cm. recomendados para este tipo de estructuras de acuerdo a las normas vigentes, por lo que se prevé que no se presentarán problemas de asentamiento.

No se detectó la presencia de sales agresivas al concreto de cimentación, por lo que se recomienda el uso de cemento Portland tipo I.

Se recomienda que antes del vaciado de las zapatas se compacte el suelo de apoyo que generalmente se altera por el proceso de excavación.

Hasta la máxima profundidad excavada de 3.30 m. no se detectó la presencia del nivel de aguas freáticas.

Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente Informe Técnico son sólo aplicables para el área en estudio.

REGISTRO DE EXCAVACIONES

UBICACIÓN : Parcela Nº 21 - C.P.M. "Cajamarquilla", Lurigancho - Chosica, Lir Calicata : C-1 al C-8
Cota : ---
Profundidad : 3.30 m.
N.F. : No se encontró

PROF. (m)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	CLASIF. (S.U.C.S.)	SÍMBOLO	
0.20	P O Z O A C I E L O A B I E R T O	-	Tierra de cultivo arcillo arenosa, ligeramente plástica y de consistencia firme.	TC		
1.00						
2.00		M-1	Arena pobremente graduada de partículas gruesas a medianas, no plástica, húmeda, color marrón claro y de compacidad mediana a densa. Presencia de gravillas y un buen porcentaje de gravas sub-angulosas, además de bloques aislados de hasta 40".	SP		
3.00						
3.30						
4.00						

ANEXO N°4: CÁLCULO DE IRREGULARIDADES SEGÚN E.030-2016-2018

Como se indicó en el ítem 4.2.1 se consideró una reducción del factor de reducción al 0.75 esto se debe a las relaciones mayores a 1.4 de las distorsiones adyacentes como se muestran en la tabla A4.1, lo cual se considera *irregularidad de rigidez – piso blando* en la Tabla N°8 de la E.030.

Tabla A4.1: Tabla de distorsiones de entrepiso estimadas con ETABS

Piso	Load Case/Combo	Direction	Drift	deriva "X" * R * 0.75	deriva "Y" * R * 0.75	$\Delta i+1/\Delta i$	$\Delta i+1/\Delta i$
Piso3	SX	X	0.00043	0.00223		0.8483	
Piso3	SY	Y	0.00035		0.00157		0.9560
Piso2	SX	X	0.00050	0.00263		1.6812	
Piso2	SY	Y	0.00036		0.00164		1.5424
Piso1	SX	X	0.00030	0.00156			
Piso1	SY	Y	0.00024		0.00106		

Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la planta de arquitectura de todos los pisos y se adjunta en la siguiente imagen, se puede observar que entre los ejes 3" y 3' se encuentran ubicadas las escaleras, por lo que la losa que corresponde al diafragma rígido sufre una discontinuidad en esta zona, con variación de más del 50% del ancho de la losa original, y como se indica en la Tabla N°9 de la norma E.030 se considera una irregularidad de planta del 0.85 por *discontinuidad del diafragma*.

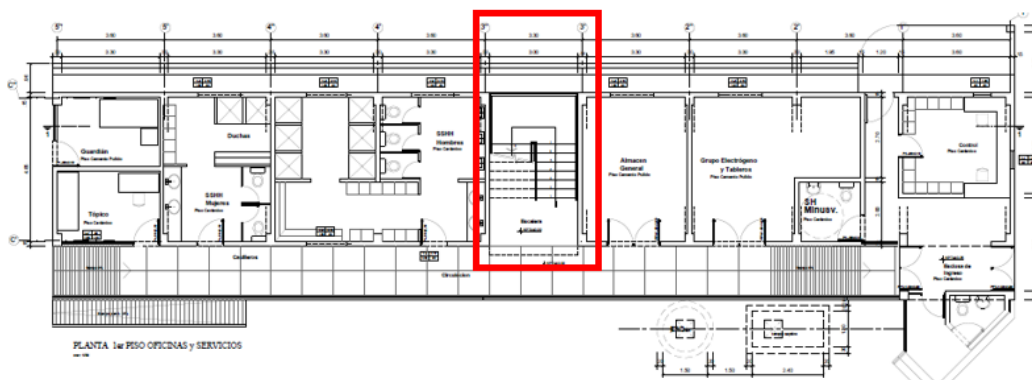


Figura A4.1: Zona de escaleras, irregularidad en planta.

Fuente: Elaboración propia

Las demás irregularidades no se presentan en esta edificación o son de magnitud mayor a las descritas anteriormente, por lo tanto, los valores acordados para I_a y I_p son 0.75 y 0.85 respectivamente, como resumen de los demás criterios se presenta la tabla N°A4.2.

Tabla A4.2: Resumen de irregularidades

Tipo	Descripción	Valor	Observación	EXISTE SI/NO
IRREGULARIDAD EN ALTURA	Irregularidad de rigidez - Piso Blando	0.75	Se describe en el Anexo N°A4	EXISTE
	Irregularidad extrema de rigidez	0.50	No existe	NO PRESENTA
	Irregularidad de peso o masa	0.90	No resulta ser el menor	NO PRESENTA
	Irregularidad geométrica vertical	0.90	No resulta ser el menor	NO PRESENTA
	Discontinuidad en los sistemas Resistentes	0.80	No existe desalineamiento de estructuras verticales	NO PRESENTA
	Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60	No existe debido al anterior	NO PRESENTA
IRREGULARIDAD EN PLANTA	Irregularidad Torsional	0.75	No excede el 50% de la deriva máxima permitida.	NO PRESENTA
	Irregularidad Torsional extrema	0.60	No excede el 50% de la deriva máxima permitida.	NO PRESENTA
	Esquinas entrantes	0.90	No tiene esquina entrante.	NO PRESENTA
	Discontinuidad de diafragma	0.85	Se describe en el Anexo N°A4	EXISTE
	Sistemas Paralelos	0.90	No existe discontinuidad de elementos.	NO PRESENTA

Fuente: Elaboración propia

ANEXO N°5: PLANOS ESTRUCTURALES

Las láminas desde E1 al E2 pertenecen al proyecto y están relacionados al modelo estructural realizado con un sistema convencional de estructura monolítica, mientras la lámina E3 pertenece al diseño estructural de la placa híbrida y una propuesta de su integración a la estructura global, sin embargo, deberá realizarse mayores investigaciones al sistema constructivo.

CONTENIDO:

E1: ESPECIFICACIONES Y PLANTAS

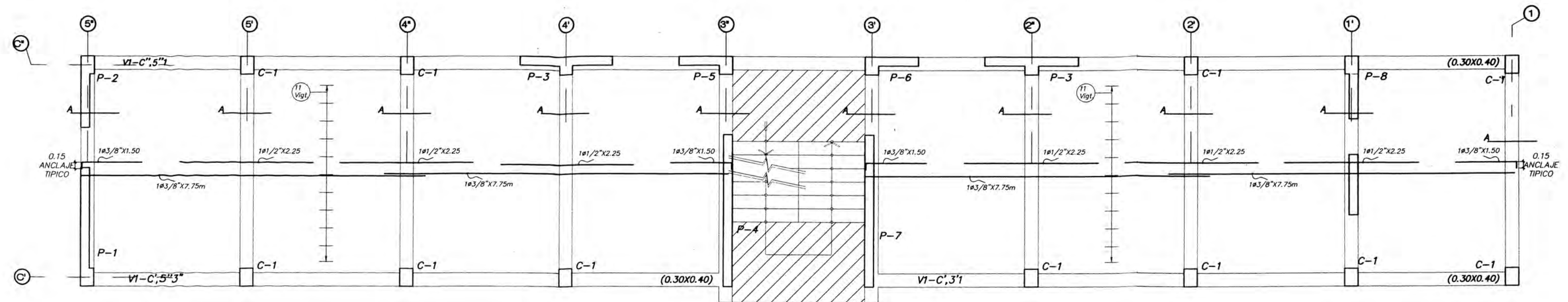
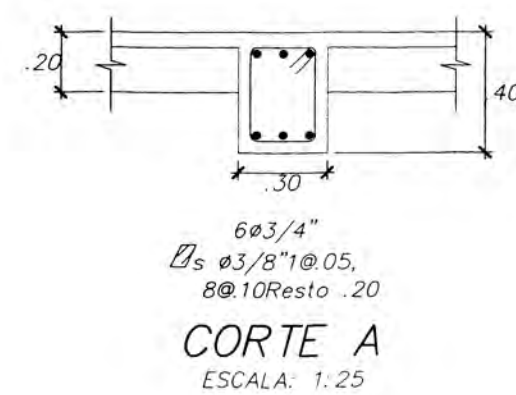
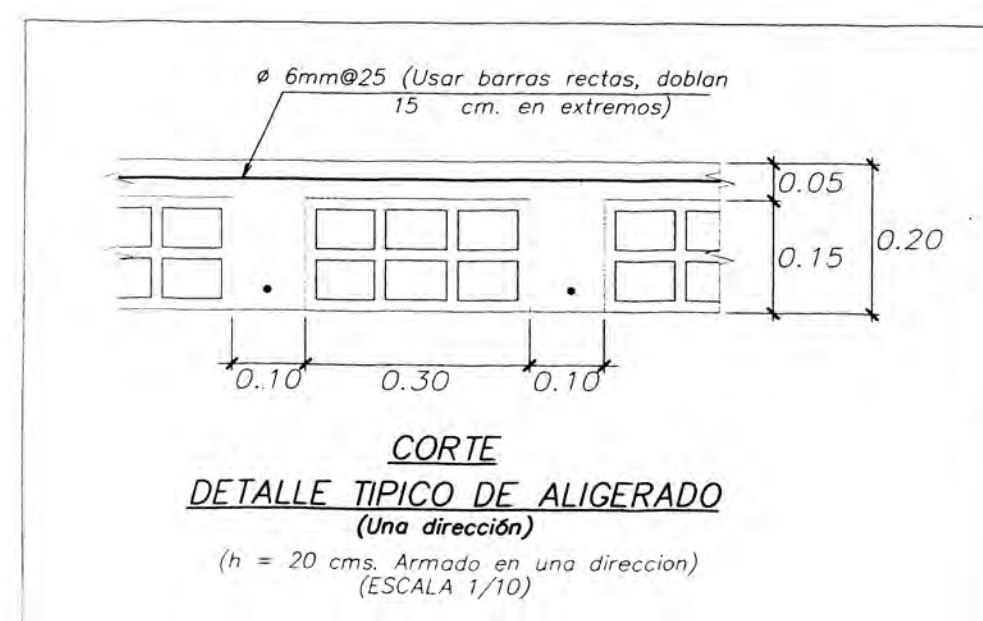
E2: PLACAS, COLUMNAS Y VIGAS

E3: CASO: PLACA P-7 COMO PLACA HÍBRIDA – INTEGRACIÓN DE PLACA HÍBRIDA

RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACION	
TIPO DE CIMENTACION	Zapatas conectadas y vigas de cimentación
ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACION	Suelo Arena pobremente gradado (SP)
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	-1.20 por debajo del nivel del 1° piso
PRESION ADMISIBLE	1.50 kg/cm ²
RECOMENDACIONES ADICIONALES	
Durante las excavaciones para la cimentación deberá verificarse que se sobrepasen las capas superiores de relleno y arcilla limosa en por lo menos 0.30 m. En los casos en que al excavar hasta las profundidades mínimas de cimentación recomendadas no se cumpla con este requisito deberá profundizarse la cimentación hasta cumplirlo. Procediéndose luego a llenar una falsa zapata de concreto ciclopeo ($f'c=60$ Kg/cm ²) en la altura que haya sido necesario sobre excavar.	

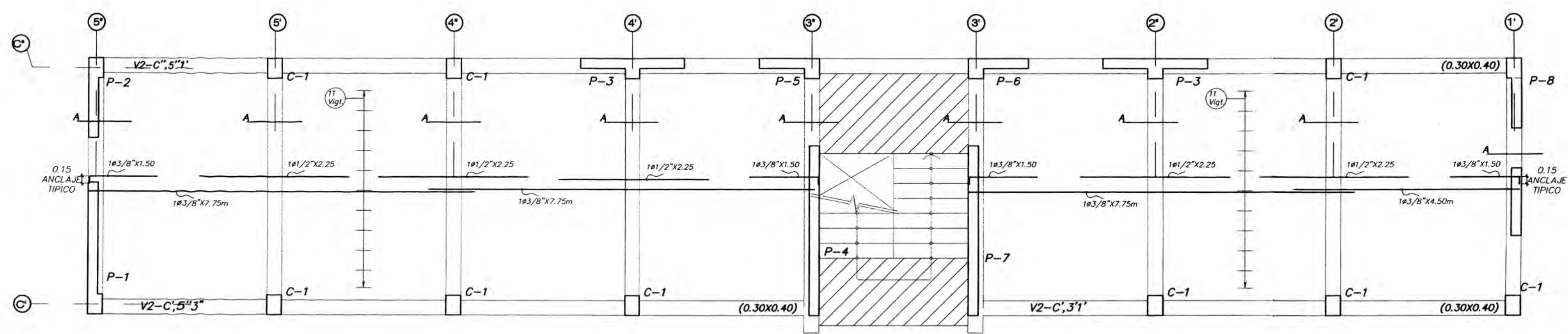
PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO									
Z :	0.45	U :	1.0	S :	1.05	Cx :	2.50	Cy :	2.50
Tx :		0.199		Ty :		0.138			
Rx :	4.46	SISTEMA DUAL							
Ry :	3.82	SISTEMA MUROS DE CORTE							

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.- CONCRETO :	
CONCRETO ARMADO	
CONCRETO (ZAPATAS, VIGAS DE CIMENTACIÓN)	$f'c = 210$ Kg/cm ²
CONCRETO (COLUMNAS, PLACAS, VIGAS Y LOSAS)	$f'c = 210$ Kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	$f_y = 4,200$ Kg/cm ²
CONCRETO CICLOPEO	
CIMENTOS CORRIDOS	CONCRETO CICLOPEO 1:10 (CEMENTO-HORMIGÓN) MAS 30% DE PIEDRA GRANDE DE TAMAÑO MAX 6"
SOBRECIMENTOS	CONCRETO CICLOPEO 1:8 (CEMENTO-HORMIGÓN) MAS 25% DE PIEDRA GRANDE DE TAMAÑO MAX 2"
FALSA CIMENTACION	CONCRETO CICLOPEO 1:10 (CEMENTO-HORMIGÓN) MAS 30% DE PIEDRA GRANDE DE TAMAÑO MAX 6"
2.- ACERO :	
Usar barras corrugadas: Grado 60 ASTM A615 $f_y = 4200$ Kg/cm ²	
3.- TERRENO (VER ESTUDIO DE SUELOS)	
PRESIÓN ADMISIBLE: 1.50 Kg/cm ²	



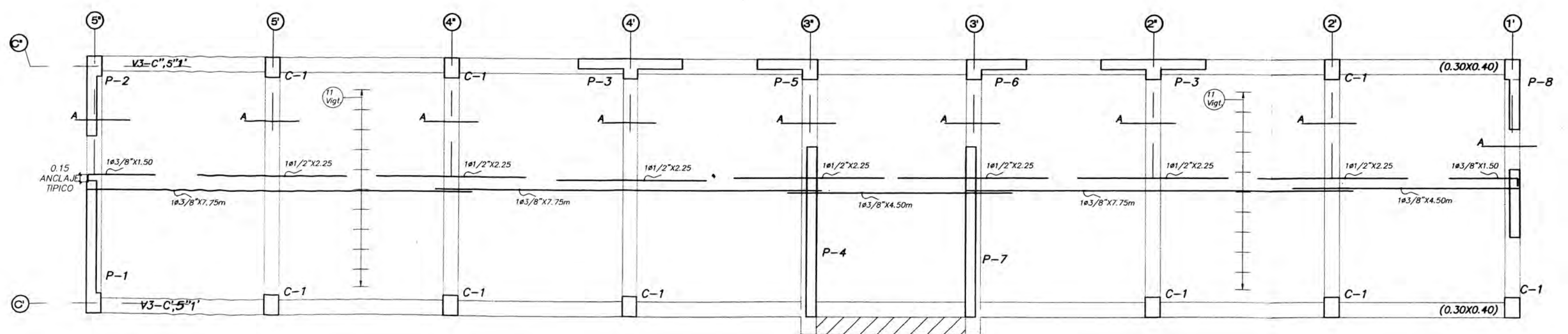
ENCOFRADO DE TECHO 1° piso

(ALIGERADO $h=20$ cm. $s/c=250$ Kg/m²) (EXCEPTO INDICADO)
(Malla por temperatura $\phi 1/4 @ .25$)
NOTA: NO SE ACEPTARÁ $\phi 1/4$ " CON ϕ MENOR A 6.35mm.
(Esc: 1/75)



ENCOFRADO DE TECHO 2° piso

(ALIGERADO $h=20$ cm. $s/c=250$ Kg/m²) (EXCEPTO INDICADO)
(Malla por temperatura $\phi 1/4 @ .25$)
NOTA: NO SE ACEPTARÁ $\phi 1/4$ " CON ϕ MENOR A 6.35mm.
(Esc: 1/75)



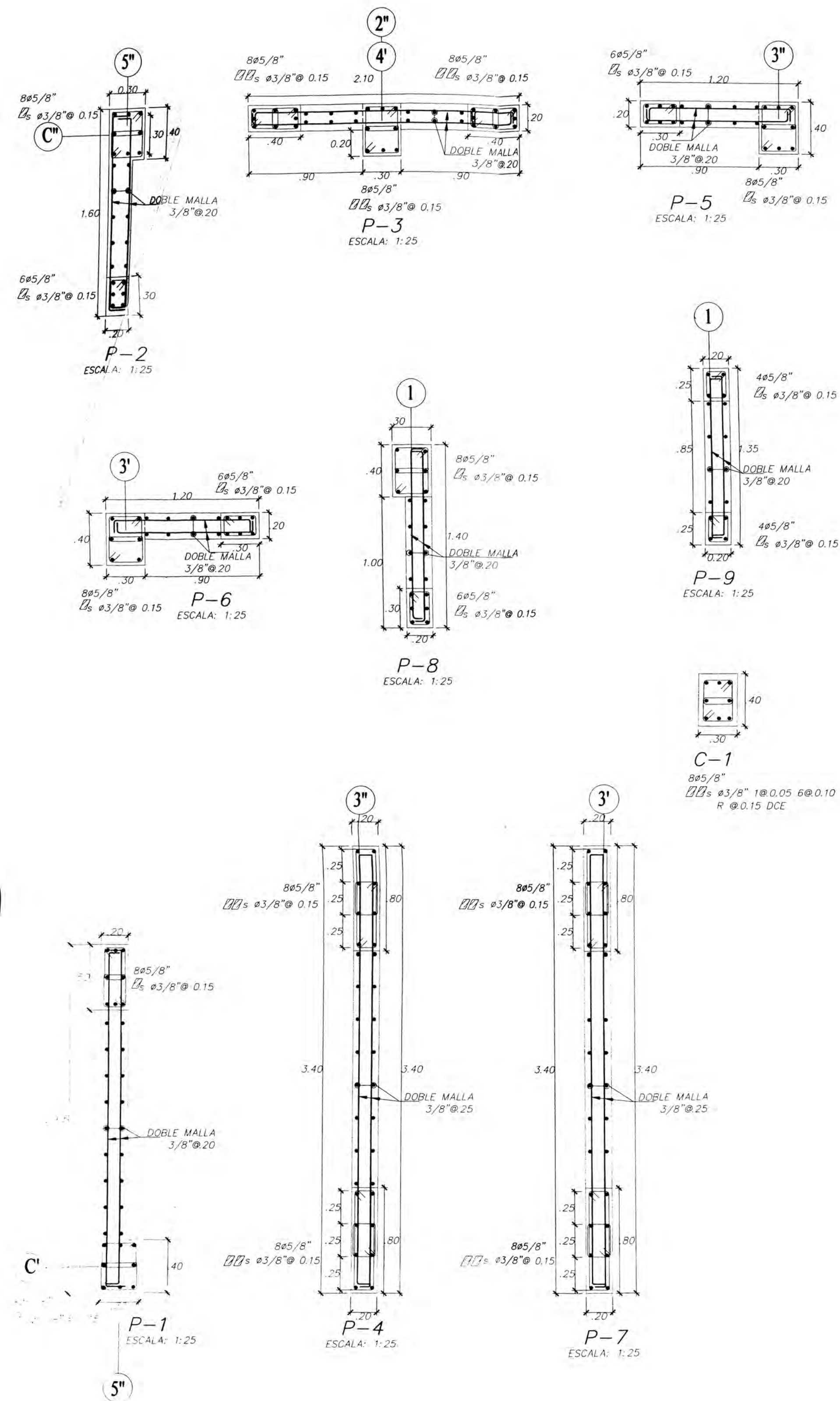
ENCOFRADO DE TECHO 3° PISO

(ALIGERADO $h=20$ cm. $s/c=150$ Kg/m²) (EXCEPTO INDICADO)
(Malla por temperatura $\phi 1/4 @ .25$)
NOTA: NO SE ACEPTARÁ $\phi 1/4$ " CON ϕ MENOR A 6.35mm.
(Esc: 1/75)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FAUCULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE ESTRUCTURAS
TESIS: "ANÁLISIS NO LINEAL DE PLACAS HIBRIDAS PARA MEJORAR LA DUCTILIDAD DE EDIFICIOS MENORES DE 5 PISOS"

DISEÑO:	J.PAMPA	EDIFICIO DE 3 NIVELES	ANEXO N°5: PLANOS ESTRUCTURALES ESPECIFICACIONES Y PLANTAS	ESTRUCTURAS	E-01	A
DIBUJO:	J.PAMPA			FECHA:	DE:	ESCALA:
REVISIÓN:	J.OLARTE			MAYO 2019	01 DE 03	INDICADA
APROBACIÓN:	J.GALLARDO-C.ZAVALA					



TECHO	Ejes verticales		Ejes Horizontales									
	5''-5'	5'-4''	4''-4'	4'-3''	3''-3'	3'-2''	2''-2'	2'-1'	1'-1			
1er NIVEL	C''											
	C'					---						
2do NIVEL	C''											
	C'					---						
3er NIVEL	C''											
	C'											



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE ESTRUCTURAS

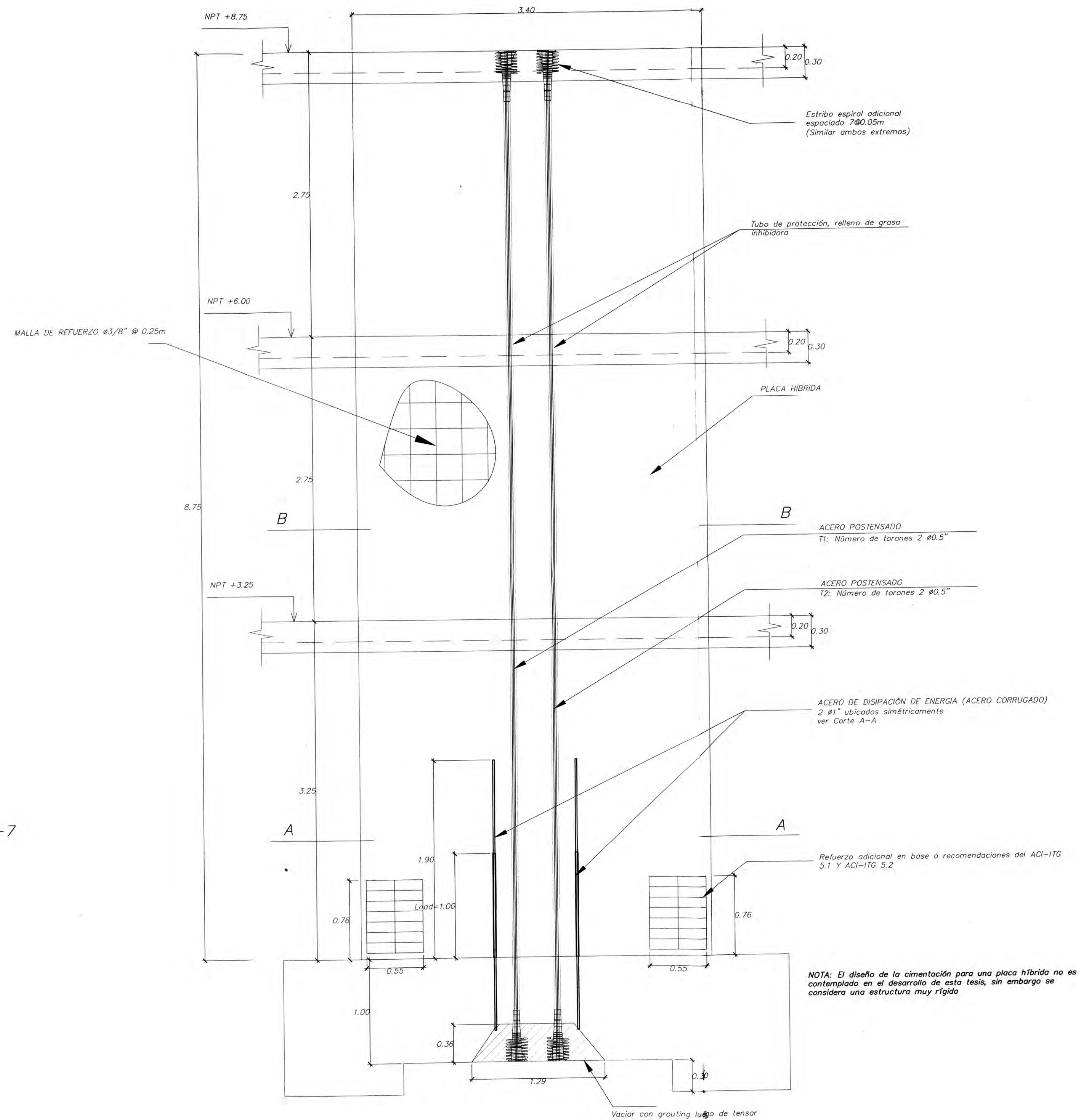
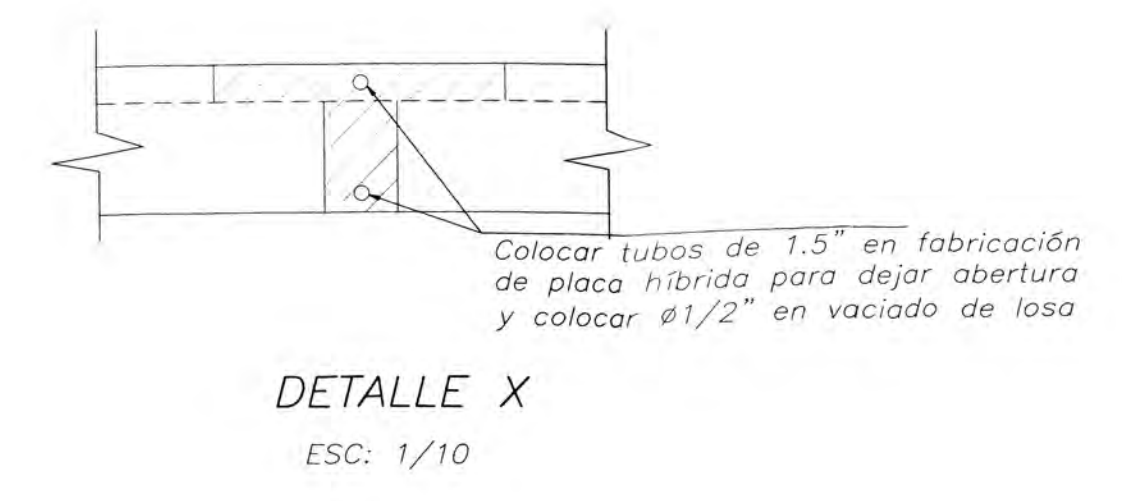
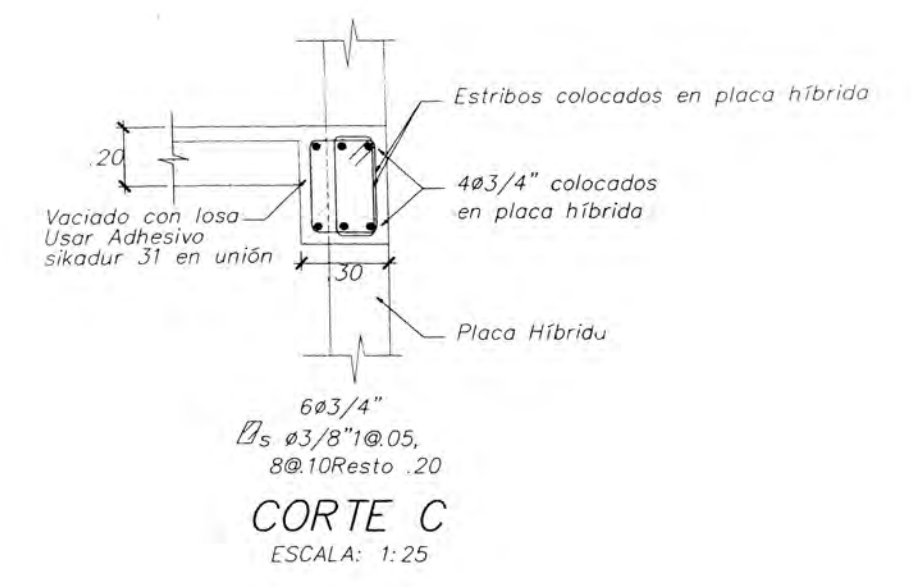
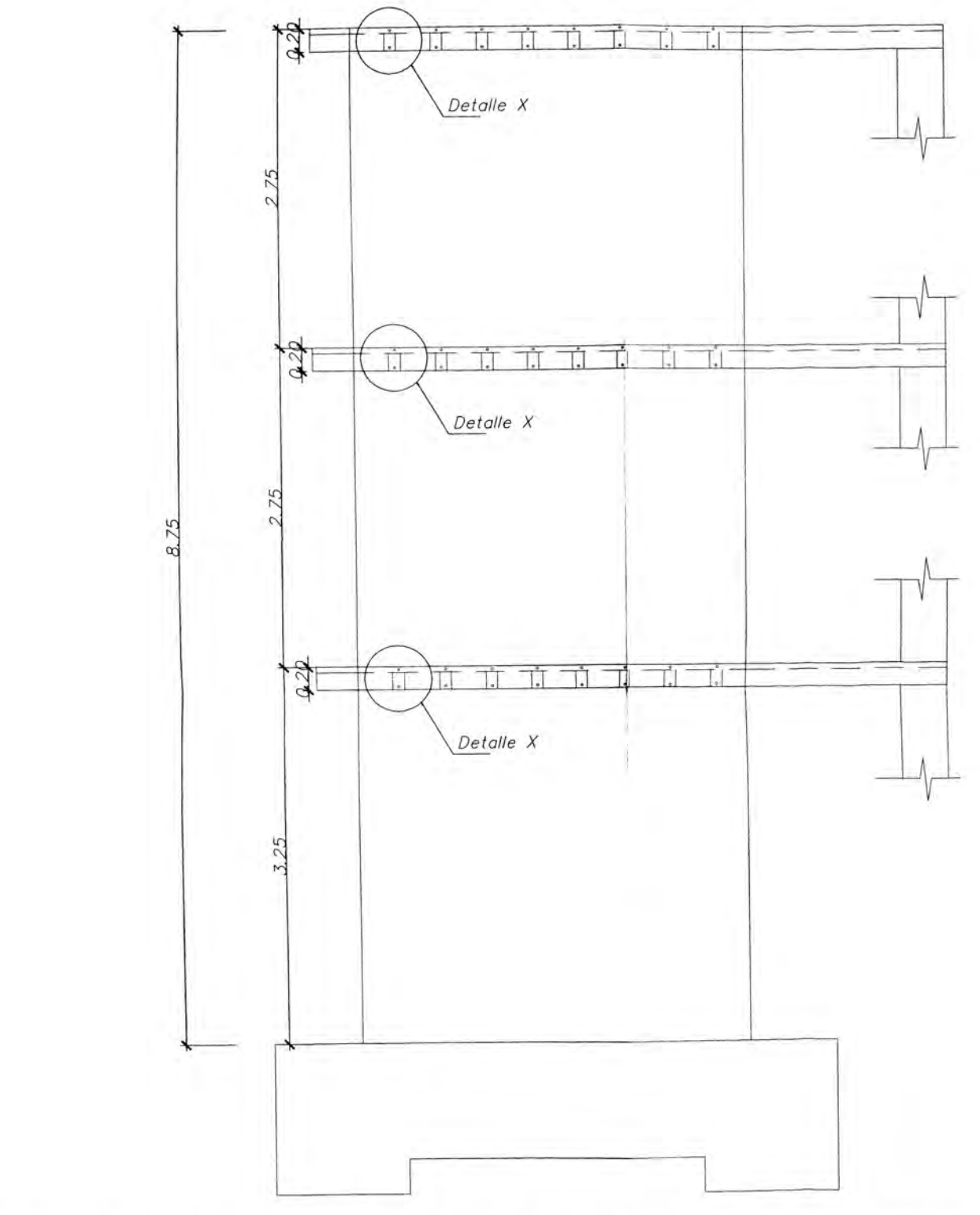
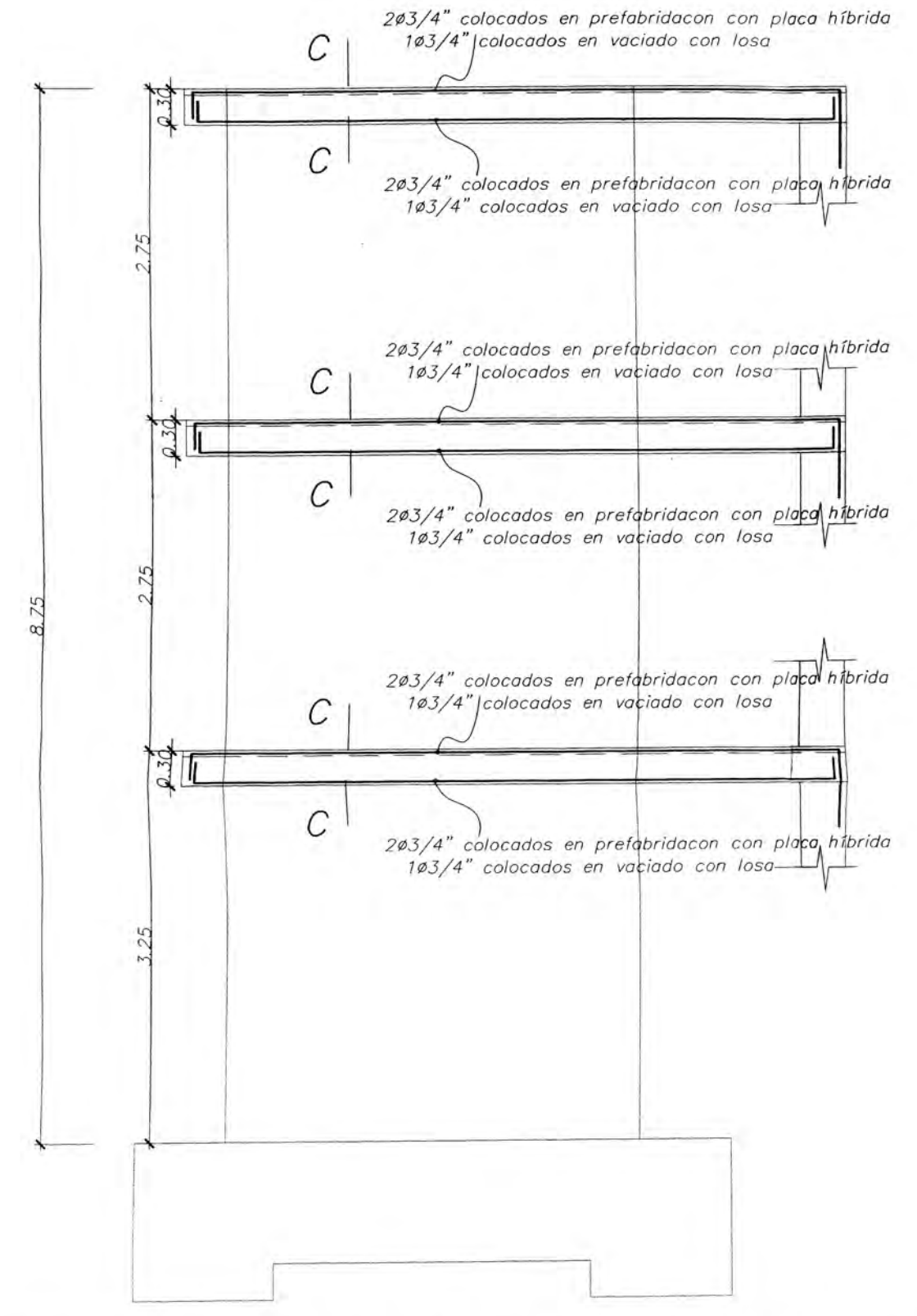
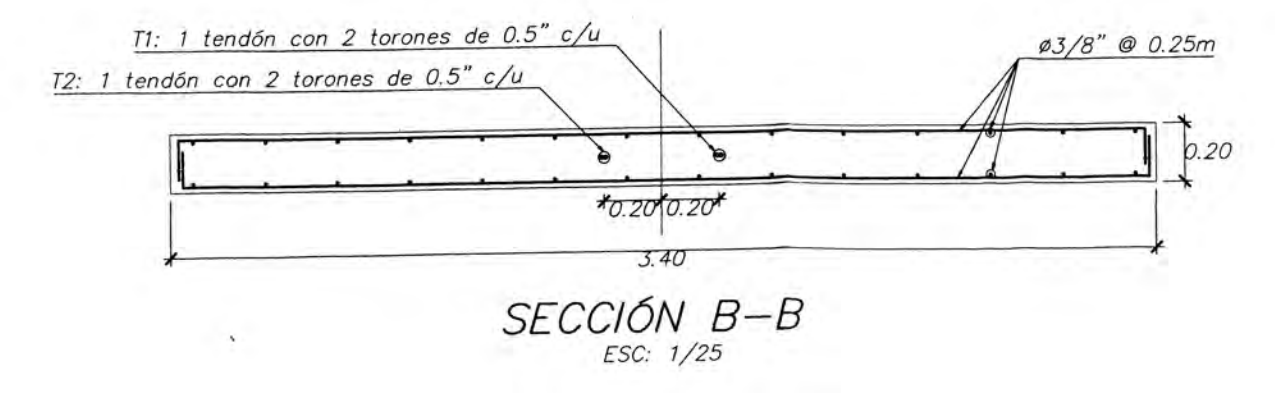
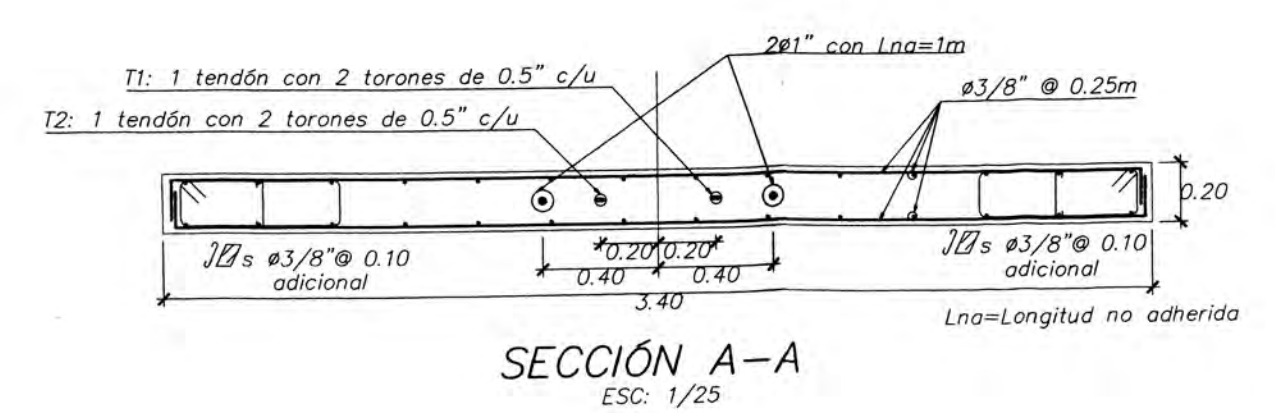
DISEÑO:	J.PAMPA	EDIFICIO DE 3 NIVELES	ANEXO N°5: PLANOS ESTRUCTURALES PLACAS, COLUMNAS Y VIGAS	ESTRUCTURAS	E-02	A
DIBUJO:	J.PAMPA			FECHA:	DE:	ESCALA:
REVISIÓN:	J.LARTE			MAYO 2019	02 DE 03	INDICADA
APROBACIÓN:	J.GALLARDO-C.ZAVALA					

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ACERO POSTENSADO
 $f_{pu} = 270\text{ksi}$
 $f_{pi} = 0.55f_{pu}$
 SISTEMA: POSTENSADO NO ADHERIDO

ACERO CORRUGADO
 Resistencia característica $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$
 Longitud no adherida de barras de disipación de energía (L_{nad}) = 1000mm

CONCRETO
 $f'_c = 280\text{kg/cm}^2$
 $f'_{ci} = 210\text{kg/cm}^2$



NOTA: El diseño de la cimentación para una placa híbrida no es contemplado en el desarrollo de esta tesis, sin embargo se considera una estructura muy rígida



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE ESTRUCTURAS

TESIS: "ANÁLISIS NO LINEAL DE PLACAS HÍBRIDAS PARA MEJORAR LA DUCTILIDAD DE EDIFICIOS MENORES DE 5 PISOS"

DISERNO:	J.PAMPA	EDIFICIO DE 3 NIVELES	ANEXO N°5: PLANOS ESTRUCTURALES CASO: PLACA HÍBRIDA	ESTRUCTURAS	E-03	A
DIBUJO:	J.PAMPA			FECHA:	DE:	ESCALA:
REVISIÓN:	J.OLARTE			MAYO 2019	03 DE 03	INDICADA
APROBACIÓN:	J.GALLARDO-C.ZAVALA					